

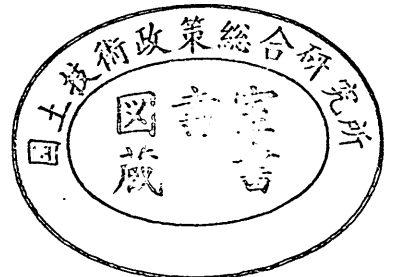
運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 30 NO. 2(1) JUNE 1991

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I)

第30巻 第2号 (Vol. 30, No. 2) 1991年6月 (June, 1991)

目 次 (CONTENTS)

1. Investigation of Cross-shore Sediment Transport Rates and Flow Parameters
in the Surf Zone using Field Data Yoshiaki KURIYAMA 13
(現地データによる砕波帯内の岸沖漂砂量と流速特性の検討
..... 栗山 善昭)
2. 避泊フェリーの係留張力と振れ回り運動に関する検討
..... 平石 哲也・本城 智 59
(Characteristics of the motion and tension of a ferry moored in a storm
..... Tetsuya HIRAISHI and Satoshi HONJO)
3. 離散渦法による構造物周りの流れシミュレーション
..... 細川 恭史・古川 恵太 155
(Modeling of Discrete Vortices Induced by an Inclined Flat Plate
Yasushi HOSOKAWA and Keita FURUKAWA)
4. プラスティックボードドレーンで改良された不均一地盤の沈下特性
..... 田中 洋行・太田 一己・丸山 隆英 211
(Performance of Vertical Drains for Soft and Ununiform Soils
..... Hiroyuki TANAKA, Kazumi OHTA and Takahide MARUYAMA)
5. 杭の横抵抗における捨石層の評価
..... 高橋 邦夫・壹岐 幸史 229
(Lateral Resistance of a Pile in Rubble Mound
..... Kunio TAKAHASHI and Yukifumi IKKI)
6. サンドドレーンの効果に関する有限要素解析
..... 小林 正樹 275
(Finite Element Analysis of the Effectiveness of Sand Drains
..... Masaki KOBAYASHI)
7. 接円式深層混合処理地盤の挙動
..... 北誥 昌樹・中村 健・寺師 昌明 305
(Reliability of Clay Ground Improved by the Group Column Type DMM with
High Replacement)
..... Masaki KITAZUME, Takeshi NAKAMURA and Masaaki TERASHI)

8. 斜面近傍の杭頭自由の長杭の横抵抗	寺師 昌明・北誥 昌樹	327
(Influence of a slope on the Lateral Resistance of a Long Pile	Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME)	
9. 液状化による矢板岸壁の変形の数値解析	井合 進・亀岡 知弘	349
(Analysis of Deformation in Sheet Pile Quaywall due to Liquefaction	Susumu IAI and Tomohiro KAMEOKA)	
10. 盛土の地震被災事例に基づく円形すべり安定解析手法の検討	上部 達生・長田 信	381
(Circular Arc Analysis of Earthquake Damage of Embankments on Saturated Sand Layers	Tatsuo UWABE and Makoto OSADA)	
11. ねじりを受ける長大ケーソンの力学特性	清宮 理・山田 昌郎	445
(Mechanical Properties of Long Caisson Subjected to Torsion	Osamu KIYOMIYA and Masao YAMADA)	
12. 歩行式水中調査ロボットの開発		
— (第2報) 軽量防水型実験機の設計 —	朝倉 修・秋園 純一・岩崎 峯夫・根本 孝志	483
(Development on Aquatic Walking Robot for Underwater Inspection	— (Second Report) Design of the Light-weight Type Aquatic Walking Robot —	
Osamu ASAKURA, Jun-ichi AKIZONO, Mineo IWASAKI	and Takashi NEMOTO)	
13. 水平管における空気混入軟泥の流動特性	岡山 義邦・鮎貝 基和・鈴木 誠・福本 裕哉	533
(Fluidity Characteristics of Muddy Slurry with Compressed Air in	Horizontal Pipe	
Yoshikuni OKAYAMA, Motokazu AYUGAI, Makoto SUZUKI	and Hiroya FUKUMOTO)	

サンドドレーンの効果に 関する有限要素解析

小林正樹*

要 旨

サンドドレーン工法は、軟弱粘性土地盤に対する地盤改良工法として幅広く用いられてきている。我が国の港湾・海上空港の建設においても、サンドドレーン工法は古くから適用されている。サンドドレーンは、沈下促進と強度の早期発現を期待するものであるが、港湾建設のような海上工事の際には、強度の増加が大きな目的であり、この点に関する効果は十分確認されてきているが、沈下促進効果に関してはあまり注意が払われなかった。一方我が国における高速道路建設においては、沈下促進効果を期待してサンドドレーンが適用されることが多く、その効果を検討するために、数多くの試験盛土が実施され、サンドドレーンの有無による沈下の差が調べられている。その結果によると、サンドドレーンの有無による沈下には有為な差がなく、沈下促進効果がほとんど認められなかった。

通常の圧密理論によれば、サンドドレーンにより沈下が促進されるはずである。このような理論と実際の相違は、通常の理論が土を弾性体と考え、一次元解析を行っているのが大きな原因と考えられる。通常の圧密理論の欠点を補うものとして、弾・粘塑性理論を用いた有限要素法による多次元圧密解析を行い、サンドドレーン工法の沈下促進効果に関して検討を行った。この結果によれば、弾・粘塑性理論を用いた多次元圧密解析を用いることにより、これまで得られた実測値をうまく説明できることが明らかとなった。また、各種の条件を変化させて行った計算に基づけば、理論的にも、サンドドレーンにはあまり沈下促進効果が期待できなく、特に残留沈下防止に関しては、ほとんど無力であることが分かった。

キーワード：沈下，圧密，サンドドレーン，有限要素法

Finite Element Analysis of the Effectiveness of Sand Drains

Masaki KOBAYASHI*

Synopsis

Sand drains have been widely used as one of the most popular soil improvement method. Particularly, in construction works in Japanese coastal areas, sand drains are extensively employed to increase the undrained shear strength of soft clay. For example, in the Kansai International Airport Project, approximately a million sand piles were installed to improve soft alluvial clay.

Although sand drains have been successfully used in coastal areas, interesting case histories have been presented in highway construction. In Japanese highway construction, test embankments are frequently constructed to investigate the effectiveness of sand drains : embankments with sand drains and embankments without sand drains are constructed to compare their behavior. In almost all the test embankments, sand drains were not effective in accelerating settlement whereas effectiveness of increasing the shear strength was observed.

Because the main purpose of sand drains in coastal areas have been the increase of the undrained strength, their effectiveness regarding settlement have not been discussed in details. However a few case histories show that sand drains were not effective in accelerating settlement of clay in coastal areas.

According to the theory of consolidation, sand drains are effective in both accelerating settlement and increasing shear strength. Consequently, consolidation theory fails to simulate the case histories where sand drains were not effective regarding settlement. This is due to the fact that the conventional consolidation theory assumes unrealistic conditions ; one dimensional deformation with an elastic model for soil.

In order to reproduce real conditions in the field, two dimensional consolidation analysis was carried out by the finite element method using elasto-viscoplastic model for clay. It is shown that the finite elements can simulate observed settlement of many case histories. According to the finite element analysis, sand drains seem to have small effect on accelerating settlement. Especially, regarding the reduction of residual settlement, their effect seem to be almost negligible. On the other hand, the effect of increasing the undrained shear strength is clearly observed in the numerical analysis results.

Key Words : Settlement, Consolidation, Sand Drain, Finite Element Method

* Chief of Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

目 次

要 旨	275
1. ま え が き	279
2. サンドドレーン工法の沈下促進効果の実態	279
3. 有限要素法によるサンドドレーンの比較実験の解析	291
3. 1 力学モデルと計算手法	291
3. 2 道路盛土の沈下解析	291
3. 3 埋立護岸の解析	292
3. 4 Ska - Edeby 試験盛土の解析	293
4. 考 察	294
5. 結 論	301
参 考 文 献	301
主 要 記 号 表	302
付 録 - A	303

1. ま え が き

サンドドレーン工法は、圧密理論を活用した地盤改良工法であり、圧密を促進することにより軟弱な粘性土の沈下促進および強度増加をはかるものである。この工法は1930年頃開発されたものであり、それ以来世界各地で広く用いられてきた。

当初は、その工法が軟弱な粘土地盤に対して有効であるというような工事の成功例が数多く報告され、その効果に疑問を持つものはほとんどいなかった。しかし、その後、サンドドレーン工法の効果を検討するために、サンドドレーンを施工した場合と施工しない場合の現地比較実験が世界各地で行われるようになると、情勢は一変した。これまでに報告された比較実験によると、サンドドレーン工法が沈下促進に明らかに効果があることを示したものはほとんどない。多くの比較実験の結果によると、サンドドレーンを施工してもしなくても、沈下速度に有意な差がみられないことが明らかにされた。

我が国の港湾・海上空港の建設においても、サンドドレーン工法は古くから適用されている。港湾建設のような海上工事の際には、強度の増加がこの工法の大きな目的であり、この点に関する効果は十分確認されてきているが、沈下促進効果に関してはあまり注意が払われなかった。

通常の圧密理論によれば、サンドドレーンにより沈下が促進されるはずである。このような理論と実際の相違の原因に関して、現段階では、明確な統一された見解は存在しない。しかし、大きな原因のひとつとして考えられるものに、現在用いられている圧密理論が実際の条件を十分反映していない点があげられる。通常の圧密理論では、土を弾性体と考え、しかも一次元解析を行っている。しかし、土は弾性体として取り扱えるほど単純な材料ではない。また、実際の載荷条件を考えると、一次元条件と見なせるような場合はほとんど存在しない。

このような通常の圧密理論の欠点を補うものとしては、多次元圧密解析が考えられる。しかし、多次元圧密解析結果は、一次元圧密理論のような簡単な数式では表わせないために、実際の問題を解析するためには、なんらかの数値解析を用いなければならない。この際、有限要素法による解析が最も汎用性が高く、実績も多い。ただし、有限要素法による多次元圧密解析を行う際には、土の挙動を十分再現できるような力学モデルを用いる必要がある。このようなモデルとして、弾・粘塑性理論によるものが提案されている。今回、このモデルを用いて有限要素解析を行い、サンドドレーン工法の沈下促進効果に関

して検討を行ったので、その結果を報告する。

2. サンドドレーン工法の沈下促進効果の実態

サンドドレーンの効果に関する比較実験は、我が国では高速道路建設の際に数多く実施され、興味深いデータが集積されている¹⁾。その代表的な例として、東名高速道路建設に際して神奈川県厚木市郊外の愛甲地区で行われた試験盛土の結果¹⁾を調べてみる。ここでは、サンドドレーン工法の効果を検討するために、図-1に示されるように、サンドドレーンを施工した盛土とサンドドレーンを施工しない盛土を建設し、両者の挙動を比較している。サンドパイルの直径は40cmであり、1.2m間隔の三角形配置で、図-2の断面図に示されるように、深度10mまでサンドパイルが打設されている。

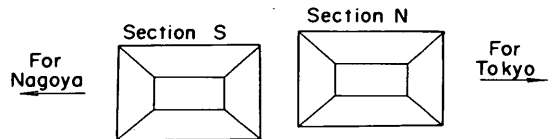


図-1 愛甲試験盛土の平面図

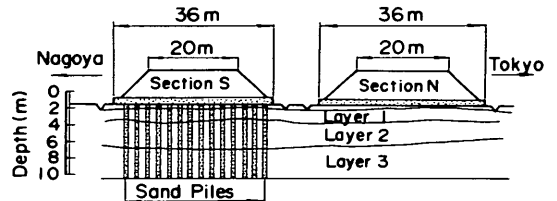


図-2 愛甲試験盛土の断面図

この地点の土質は、図-3の土質試験に示されるように、軟弱な粘性土層が10m程度堆積している。粘性土層は、ほぼ3層に分類することができ、中間の層はピートであり、含水比が非常に大きい。いずれの粘性土層も有機質を多く含み、サンドシームも数多くみられた。

図-4は、ここで得られた盛土中央での沈下と時間の関係をサンドドレーンの有無に関して比較したものである。サンドドレーンの有無によって載荷状況には若干の相違があるが、得られた沈下の値にはサンドドレーンの効果は全く認められない。

図-5は、同じく東名高速道路厚木地区において観測された沈下を、サンドドレーンの有無に関して比較したものである。なお、ここでは、ペーパードレーン工法も併せて実施されているが、その排水効果はサンドドレーン

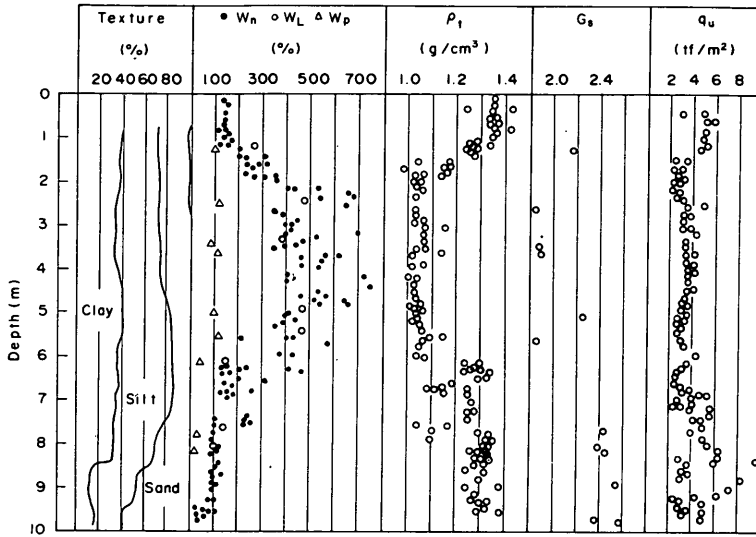


図-3 愛甲地区の土質試験結果の一例

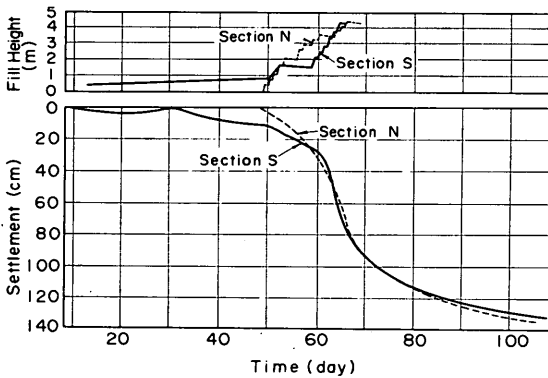


図-4 愛甲試験盛土の実測沈下の比較

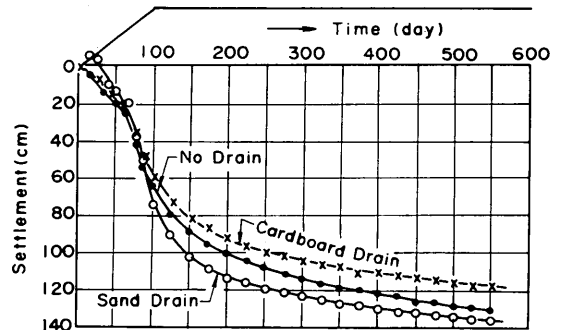


図-5 厚木試験盛土改良区間の沈下

ンとほぼ同等となるように設計されている。図をみると、それぞれの工法で沈下量にはやや差があるが、サンドドレーン工法やペーパードレーン工法には沈下促進効果がほとんど認められない。この場合、サンドドレーンやペーパードレーンを施工したものは沈下がほぼ計算通り進行する。ところが、無処理の場合は、図-6に示されるように、計算よりはるかに早い速度で沈下が進行している。道路盛土において行われたほとんどの比較実験は、これらの例と同様の傾向を示し、沈下促進に関するサンドドレーン工法の効果は認められないというのが結論である。

サンドドレーンが沈下促進に効果がない原因としてまずあげられるのが、実際の地盤では土質調査・試験の際

に見逃されるサンドシームのような透水性の大きい地層が存在することである。このような層が存在すると、サンドドレーンが必要ないほど実際の地盤の圧密速度は早いので、サンドドレーンを施工しても沈下速度は促進さ

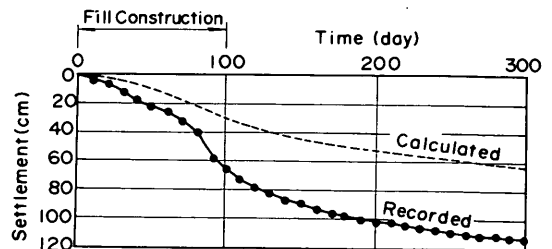


図-6 非改良の場合の実測値と計算値の比較

れないということになる。この説は当初一般に受け入れられ、サンドドレーン無効論の大きな根拠となった。例えば、図-5に示した厚木の場合の地盤の様子を調べてみると、図-7に示されるように、薄い砂層がいくつか存在する。このような砂層を排水層と仮定すると、図-8に示されるように、計算沈下量が実測値とよく一致することが報告されている。したがって、サンドドレーンが沈下促進に効果がないのは、もともとの地盤に排水層として機能するような層がかなり存在する場合が多いので、わざわざ人工的に砂杭を打設し、排水層として作用

させても効果がないのは当然である、という考え方も生まれる。

しかし、道路関係で行われてきた比較実験において、近年間隙水圧が精度良く測定できるようになると、単にそのような理由では説明できないような現象が現われてきた。例えば、北海道の江別ではそのような結果が得られた。この地盤は、図-9に示されるようなものであり、約30mの軟弱層が堆積している。他の試験盛土と同様に、ここでもサンドドレーンを施工した盛土と無処理の盛土が建設されその挙動が比較された。図-10は、沈下と時間の関係をサンドドレーン (SD) 区間と無処理 (N) 区間で比較したものである。この図から分かるように、両者の間にはほとんど沈下に差がなく、これまでに道路関係で得られたものと傾向はよく一致している。ところが、間隙水圧を調べてみると、図-11に示されるように、サンドドレーンを施工した方が無処理のものよりも間隙水圧の消散が早いことが明らかである。

このような傾向は、道路関係で間隙水圧を測定した最近の事例ではよくみられ、沈下はほとんど同じ値を示しているのに、間隙水圧には大きな差があることが報告さ

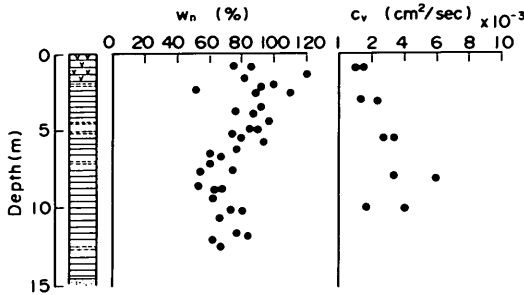


図-7 厚木試験盛土地区の柱状図

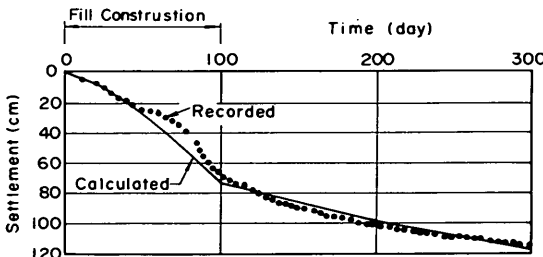


図-8 層の中間に2層の排水層を考慮した場合の理論曲線

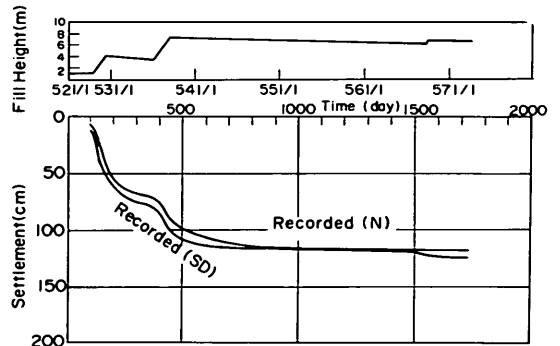


図-10 沈下—時間曲線 (江別)

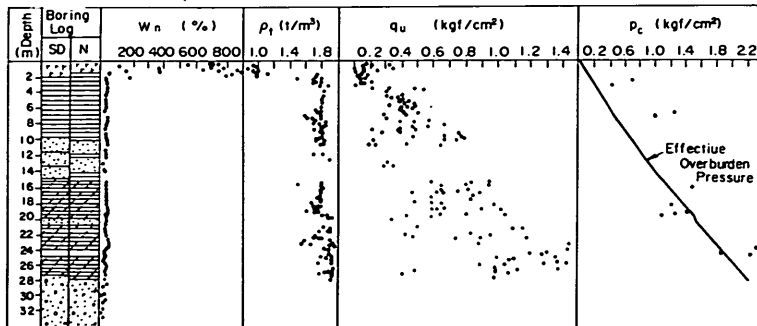


図-9 土性図 (江別)

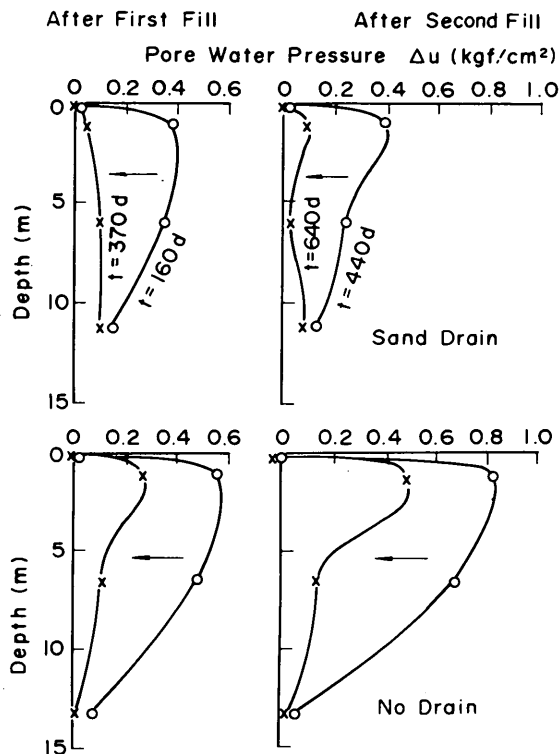


図-11 放置期間中の間隙水圧の消散

れている。厚木の試験盛土で考えたように、通常の土質調査で見逃すような薄い砂層の存在によって、サンドドレーン工法を採用しても沈下が促進されないとすると、沈下も間隙水圧もサンドドレーンと無処理で同じになるはずである。しかし実際には、沈下は同じでも間隙水圧はサンドドレーン工法の方が消散が早い。

このような現象を前にすると、サンドドレーンがある場合とない場合では沈下の内容が違ふと考えざるを得ない。すなわち、サンドドレーンは、圧密の進行が早いために通常考えられているような圧密沈下が急速に進行する。一方、無処理の場合は、圧密の進行は遅いが、非排水状態で生じるいわゆるせん断変形による沈下がサンドドレーンよりも大きい、と考えるわけである。つまり、同じ沈下が得られても、サンドドレーンは圧密による沈下が支配的であるのに対して、無処理の場合は、非排水でのせん断変形による沈下が主たるものとなる。このような考え方は、サンドドレーンの効果に関して、以前に種々の議論が発生したときにも出されたものであるが、それを実証するデータが得られていなかった。

最近の試験盛土においては、沈下量のみでなく地盤の側方変位量が実測されていることが多い。非排水で生じ

るせん断変形が大きい場合は、地盤の側方変位量も当然大きくなる。もしも、無処理の場合の沈下において、せん断変形の影響が大きければ、無処理の側方変位量がサンドドレーンの側方変位量より大きくなるはずである。側方流動の影響を調べるためには、図-12に示されるような、側方変形による土量 V_s と沈下による土量 V_d を比較するのがよいとされている。つまり、 V_s/V_d の値が大きくなると、せん断変形が卓越していると判断することになる。図-13は、これまでに道路関係で得られた V_s と V_d の関係を示したものである²⁾。この図に示されるように、 V_s と V_d の関係はそれぞれの盛土や荷重段階によって異なり、はっきりした結論は導き出せない。したがって、無処理の場合はせん断変形が主たる沈下の原因であるという意見もまだ実証されてはいないといえよう。

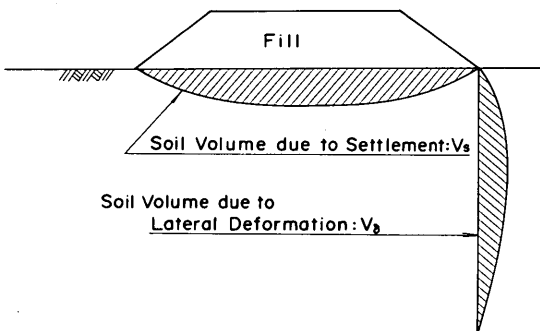


図-12 沈下と側方変位による土量

また、サンドドレーンが効果がないというのは、道路盛土のように地層構成が複雑な陸上の地盤に固有の現象であり、海底地盤のように均質な地盤には当てはまらないという意見も多い。しかし、海底地盤においても、サンドドレーンが沈下促進に効果がないことを示唆しているような例もみられる。それは、埋立地の護岸を建設する際に観測された圧密沈下の場合である。図-14は工事の平面図を示したものである。この場合、締固め砂杭工法の効果を調べるために、砂杭を施工した区域と無処理の区域を隣接して設けて比較を行っている。図-15は工事の断面図を示したものである。

この地点の地盤は図-16の土質試験結果に示されるようなほぼ均一な軟弱粘性土である。図-17に示されるように、載荷は2段階に分けて行われ、1段階載荷は-2 m から 0 までの盛砂、2段階載荷はその上の捨石、ブロック、中詰め砂によって施工された。図-17にはこの

サンドドレーンの効果に関する有限要素解析

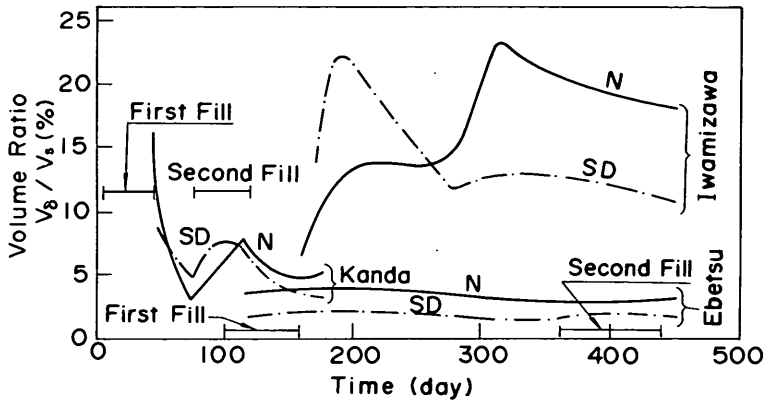


図-13 土量比率 V_b/V_s の時間的変化

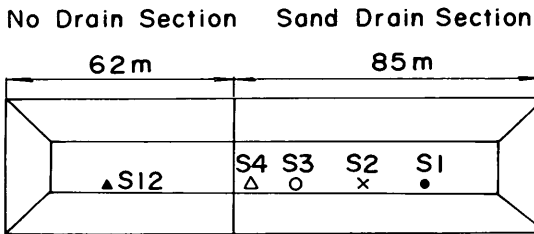


図-14 工事平面図

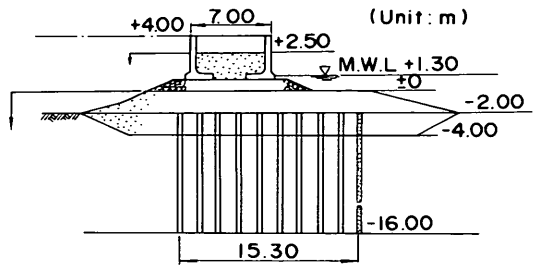


図-15 工事断面図

工事において観測された沈下の実測値も示されている。沈下が観測された地点は図-14の平面図に示されている。今回施工した砂杭は直径50cm、間隔1.7mである。したがって、通常のスンドドレーンの理論によれば、砂杭

の有無により沈下に大きな差が生じることが予想された。しかし図-17より分かるように、砂杭の施工された区域と無処理の区域の沈下にはほとんど差がみられなかったといえる。

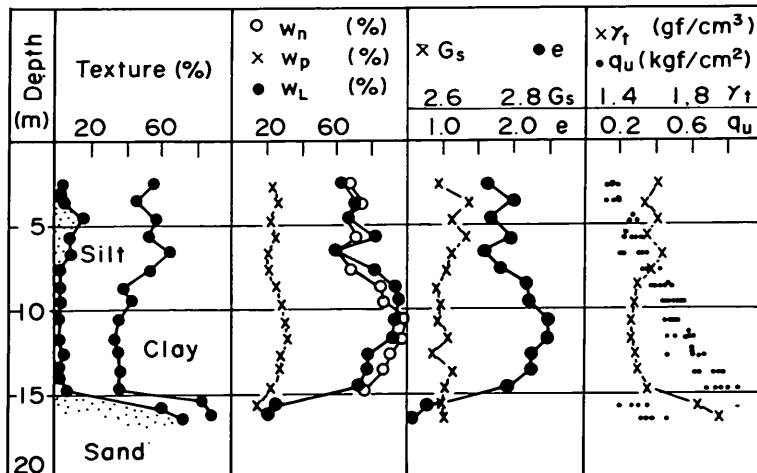


図-16 土質試験結果

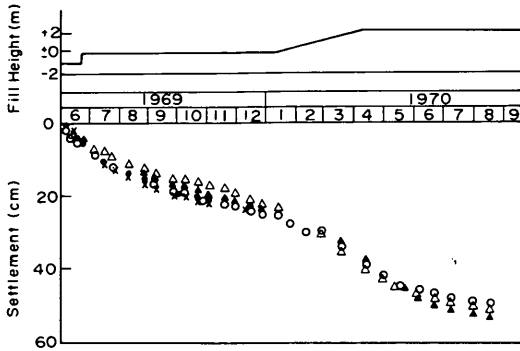


図-17 沈下の実測値の比較

諸外国においても同様の比較実験が行われ、サンドドレーンが沈下促進に効果がないという例が数多く報告されている。図-18は、その例を示したものである³⁾。ここでは、サンドドレーンを施工した場合と施工しない場合の長期的な残留沈下速度を比較したものである。この図から明らかなように、サンドドレーンの有無による沈下速度の相違は認められず、サンドドレーンが沈下促進に効果がないことを示している。

一方、サンドドレーンによって大きな沈下促進効果が得られた例もスウェーデンで報告されている⁴⁾。ここでは、図-19の平面図に示すように4種類の円形の試験盛土が施工され、その挙動が約14年間という長期間にわたって観測された。サンドドレーンの効果を調べるために、無処理およびサンドドレーンのピッチを種々に変化させ

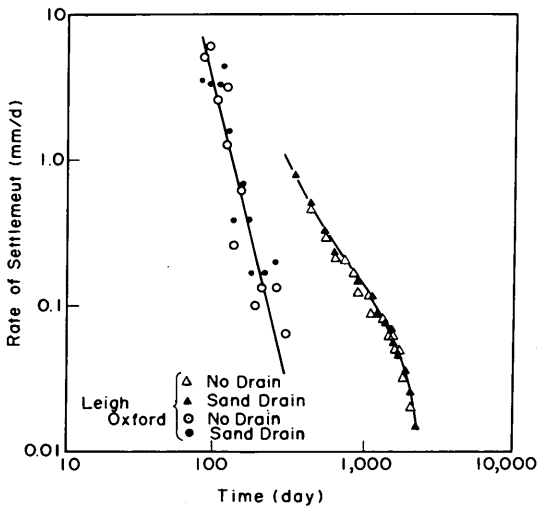


図-18 Leigh及びOxfordにおけるサンドドレーンの有無による沈下速度と経過時間の関係

た盛土が施工されている。図-20～25は、各盛土の地盤条件を示したものである。各盛土によってやや差があるがほぼ10mの軟弱粘土が堆積している。図-26～28は、各盛土における、載荷重と沈下の時間経過を示したものである。また、図中には間隙水圧の実測値も示してある。サンドドレーンの効果という点に関しては、他の条件が同一の盛土IIと盛土IVの結果を示した図-27のIIの盛土の結果と図-28を比較するとよい。これらの図に示されるように、サンドドレーンを施工した盛土は沈下量が大きく沈下促進に明らかに効果がみられる。また、図-27に示した盛土IIIは、プレロードを行った場合の沈下を示している。この図をみると、4年目以降の盛土IIIの残留沈下はほとんどゼロになっており、プレロードが残留沈下防止に非常に有効であることが明らかである。

同様に、サンドドレーンが沈下促進に効果があったという事例が広島市の埋立工事に関連して報告されている⁵⁾。ここでも、図-29に示すようにサンドドレーンを施工した場合と無処理の場合の結果が比較されている。この図には、それぞれの場合の載荷状況と沈下の様子を時間とともに示している。また、計算沈下量も比較のために実線で示されている。図から明らかなように、確かにサンドドレーンの場合には、無処理と比較すると早期に沈下が発生し、沈下の促進効果があることが明確である。また理論値に関しては、無処理の場合には、実測値と計算値が良く一致し、サンドドレーンの場合には、圧密係数を1.5分の1にすることにより計算値と実測値が一致していると報告されている。したがって、この場合は通常の計算法で実測値が再現できた数少ないケースである。

以上述べたように、サンドドレーンの沈下促進効果に関しては、様々なデータや見解が報告され、現状では統一的な見解が得られているとはいえない。これまでに報告された比較実験においては、単純な一次元圧密解析しか行われていない。しかし、実際の工事は一次元とは見なせず、かなり多次元的な現象を対象としている。また、比較実験の地盤は有機質を含んだ土から構成される場合が多いので、二次圧密の影響も大きいものと考えられる。せっかく得られた貴重な比較実験の成果を活用するためには、簡便な計算法だけでなく、ある程度地盤の特性を反映したモデルを用いた詳細な解析も必要である。このような観点から、弾・粘塑性モデルを用いた多次元圧密解析を行った。なお、広島市の埋立工事の結果は平面的な載荷の状況が明確でなく、通常的一次元圧密解析で比較的高精度の予測が可能であったことも示されているので、今回の計算からは省いた。

サンドドレーンの効果に関する有限要素解析

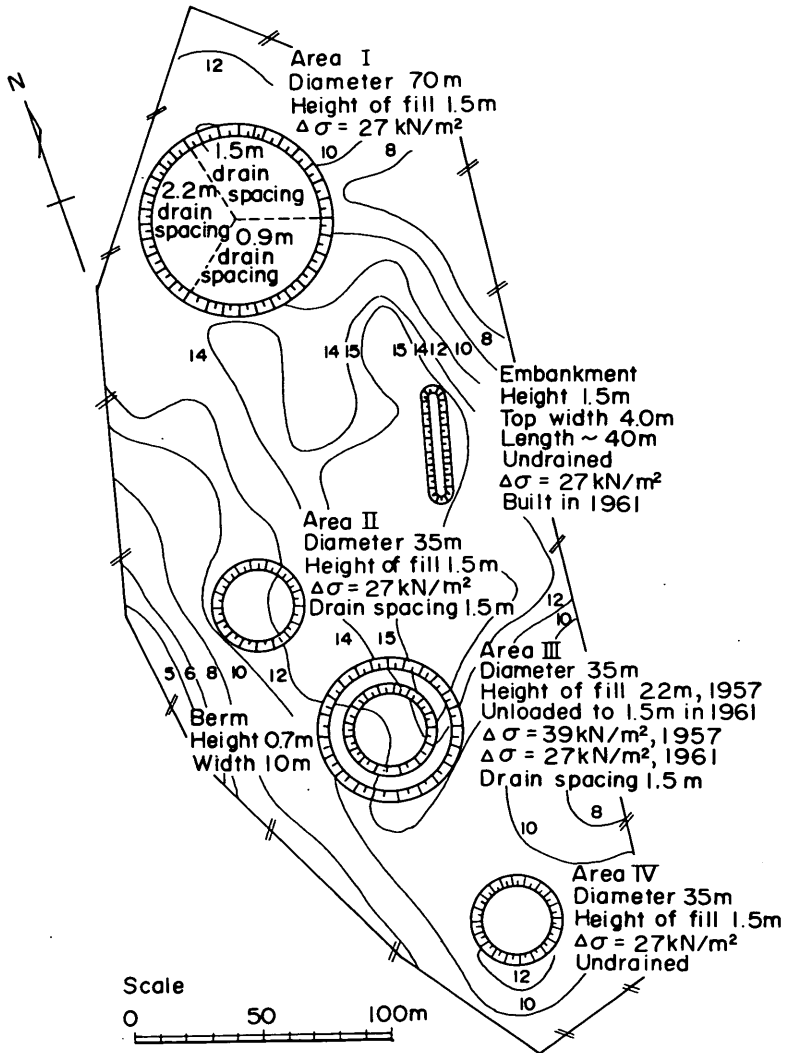


図-19 Ska - Edeby 試験盛土の平面図

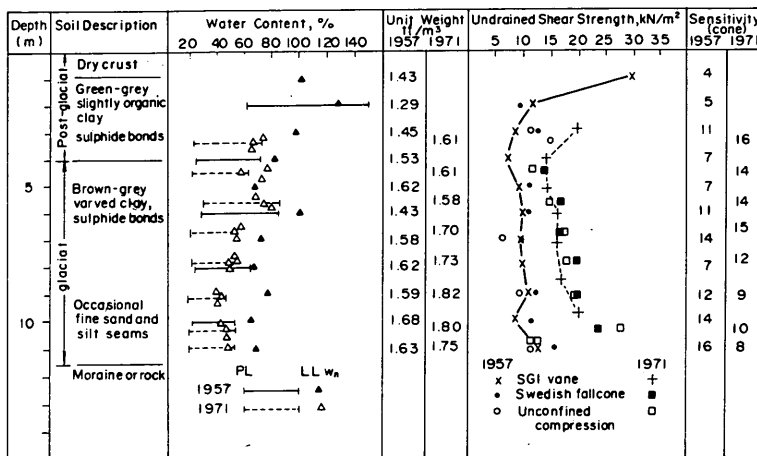


図-20 Ska - Edeby の柱状図 (盛土 I, 0.9m 間隔)

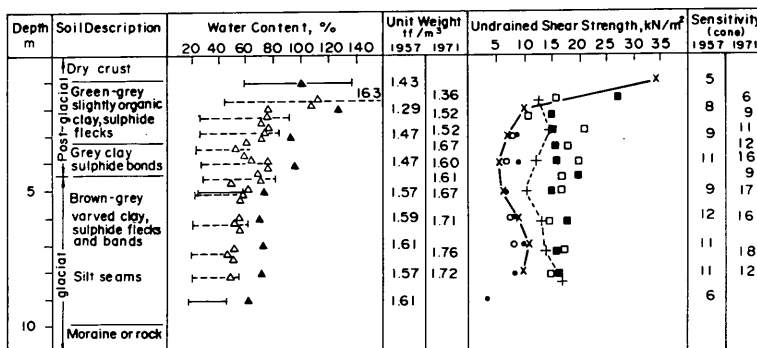


図-21 Ska - Edeby の柱状図 (盛土 I, 1.5m 間隔)

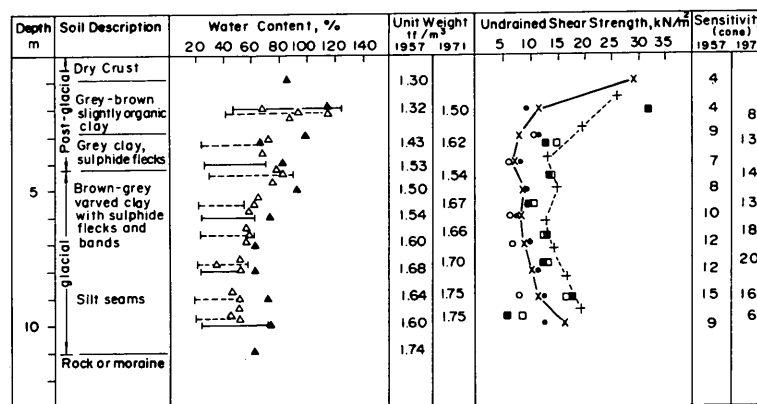


図-22 Ska - Edeby の柱状図 (盛土 I, 2.2m 間隔)

サンドレーンの効果に関する有限要素解析

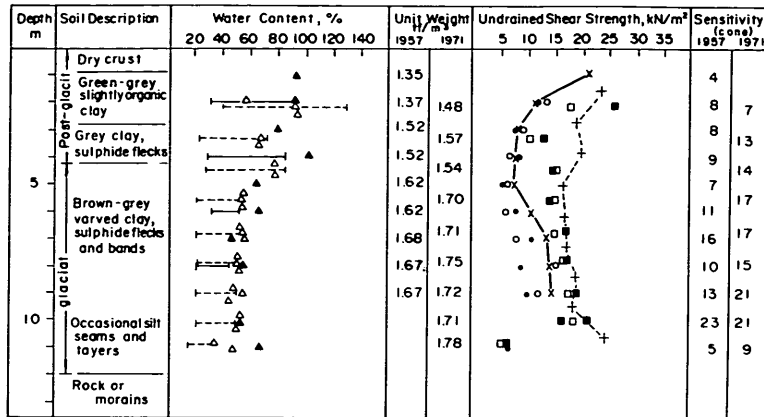


図-23 Ska - Edeby の柱状図 (盛土II)

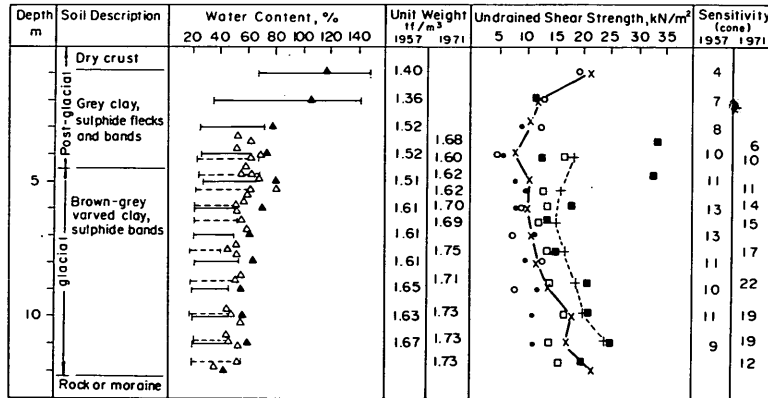


図-24 Ska - Edeby の柱状図 (盛土III)

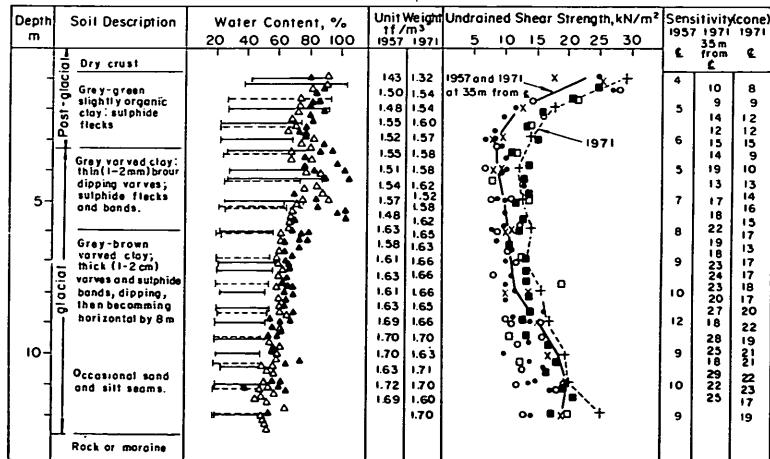


図-25 Ska - Edeby の柱状図 (盛土IV)

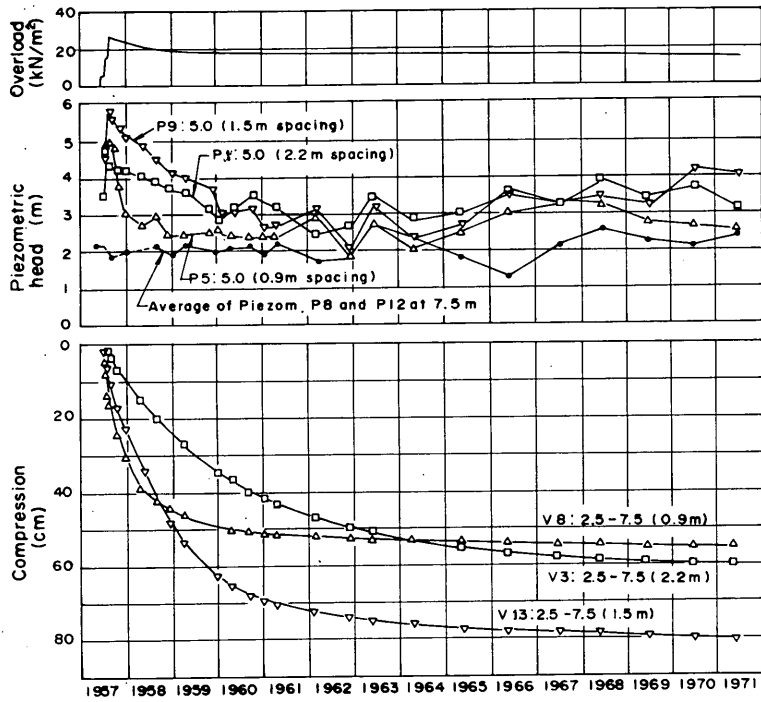


図-26 Ska - Edeby の実測値 (盛土 I)

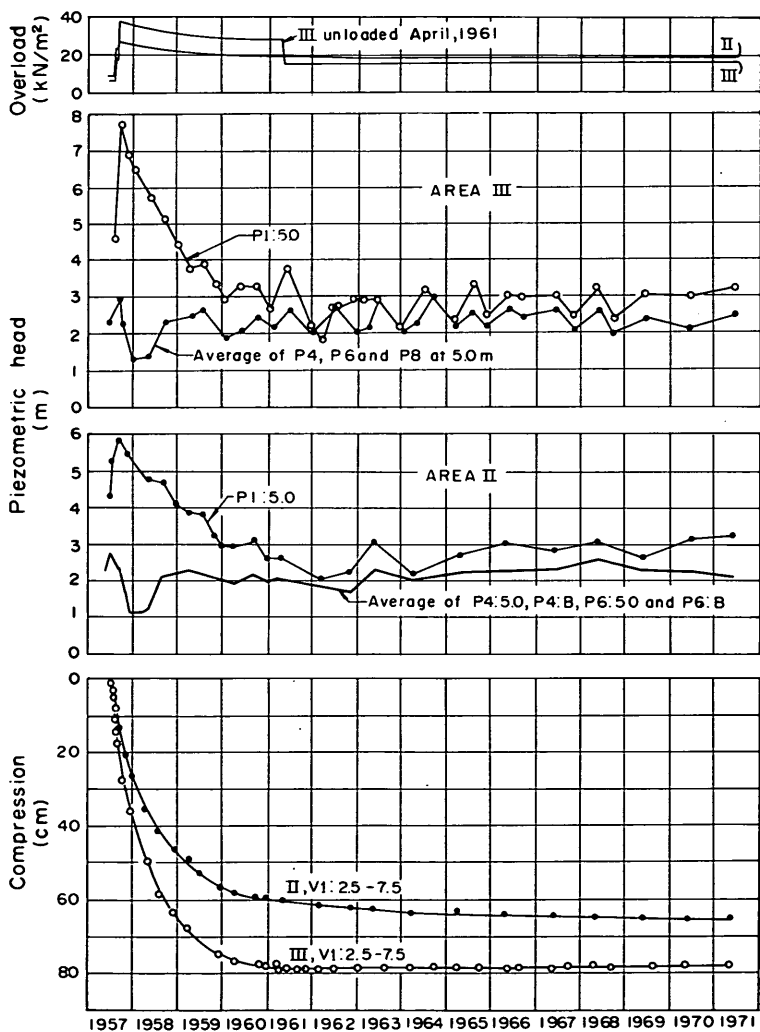


図-27 Ska - Edeby の実測値 (盛土 II, III)

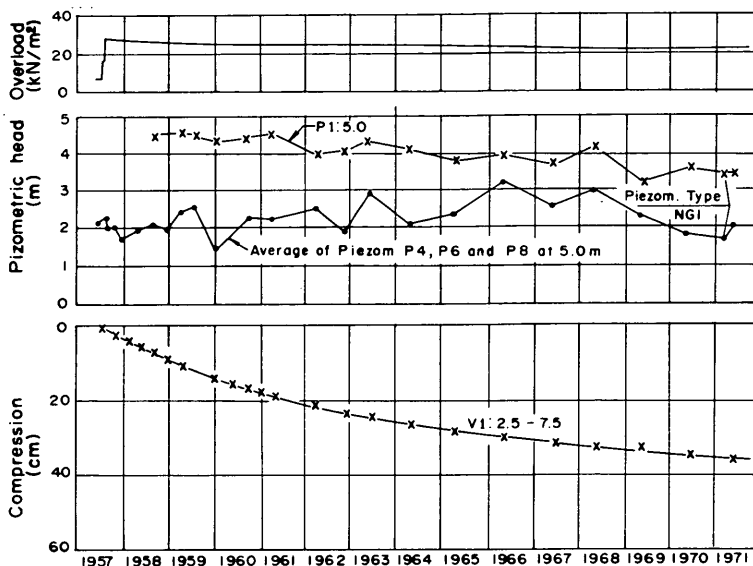


図-28 Ska - Edeby の実測値 (盛土IV)

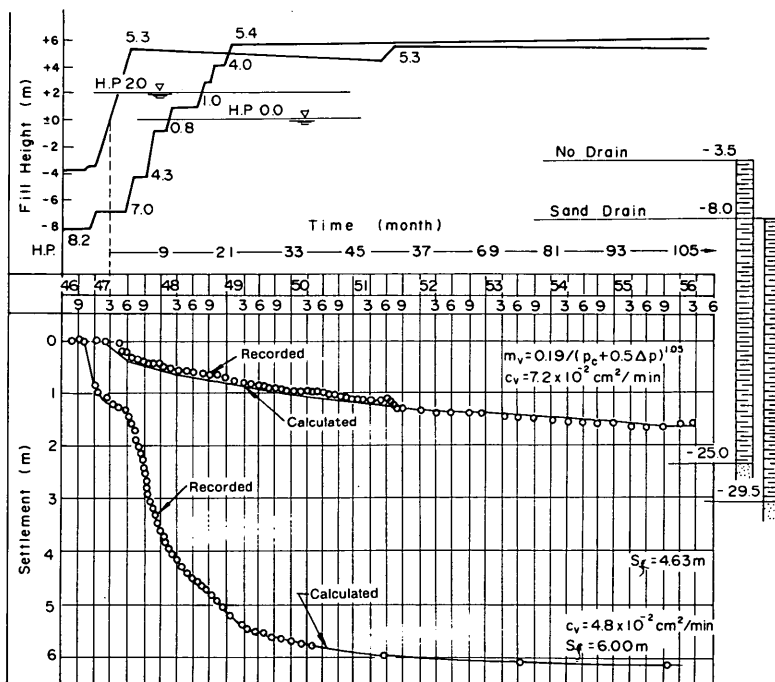


図-29 広島市埋立工事における沈下

3. 有限要素法によるサンドドレーンの比較実験の解析

3.1 力学モデルと計算手法

今回計算に用いたものは、弾・粘塑性モデルである。この弾・粘塑性理論では、粘塑性歪速度 $\dot{\epsilon}_{vp}$ を次式のように現わす

$$\dot{\epsilon}_{vp} = \dot{v}_0 \exp \left\{ (F - \epsilon_{vp}) / \alpha \right\} \frac{\partial F}{\partial \sigma} \frac{\partial F}{\partial p}$$

ただし、

$$F = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \left(1 + n \frac{p}{p_0} + \frac{\eta^*}{M} \right)$$

$$\eta^* = \sqrt{1.5 (\eta - \eta_0) (\eta - \eta_0)}$$

$$\eta = s/p, \quad \eta_0 = s_0/p_0$$

ここに、 s は偏差応力であり、 p は平均主応力である。

上式は基本的には関口・太田モデルと同じであるが、もともとの関口・太田モデルが、応力の速度をも考慮した流動曲面型なのに対して、今回の解析で用いたモデルは応力の速度の項を無視した超過応力型である。これからの計算においては、この超過応力型のものを修正関口・太田モデルと呼ぶこととする。このモデルでは表-1のような定数が必要となる。それぞれの定数は土質試験から求められるものが多いが、土質試験結果が得られない場合はこの表に示されている方法で値を仮定した。直接土質試験から値が求められない、 \dot{v}_0 等も、表に示されている方法で求めた。

弾・粘塑性の計算手法は、付録-A に示した方法を用いた。また用いた有限要素は、8 節点のアイソパラメトリック四辺形である。

表 - 1

定数	採用した値または決定法
λ	0.434 C_c
κ	$\lambda/5$
M	粘土に対して1.5, ピートで2.0
α	粘土に対して0.004, ピートで0.02
\dot{v}_0	$\alpha/4 \times 10^{-4}/d$
c_v	正規圧密状態での値を採用

3.2 道路盛土の沈下解析

ここでは、2. で紹介した東名高速道路の愛甲試験盛

土を解析してみる。この試験盛土のような沈下を従来の方法で解析する場合には、無処理の盛土に対しては Terzaghi の一次元圧密理論を用い、サンドドレーンを施工した盛土に対しては、Barron の圧密理論を用いるのが一般的である。しかし、後に行う有限要素解析においては、計算時間、計算機の容量の制限から平面ひずみ条件として計算を行わなければならない。したがって、有限要素解析の結果と比較するためには、従来の方法を用いる場合にも、平面ひずみ条件として計算を行うのが望ましい。Barron の理論は軸対称条件を対象としているので平面ひずみ条件に用いることはできない。このために今回の計算においては、図-2の断面図において、サンドパイルが奥行き方向に連続して存在するものと仮定した。このような仮定を行うと、排水長さをサンドパイル間隔の半分とすれば、Terzaghi の一次元圧密理論をそのまま用いることが可能となる。

図-30は、このような考え方を用いて計算した沈下量と時間の関係をサンドドレーンの有無に関して比較したものである。ただし、最終沈下量を求める際には、圧縮指数 C_c を用い Osterberg の図によって応力分散の影響を考慮した。また、圧密係数 c_v は、正規圧密状態に対応するものを用いている。この図より明らかなように、従来の理論を用いた計算結果によれば、サンドドレーンの有無によって沈下に大きな相違が生じることになり、実測値の傾向をうまく説明できない。

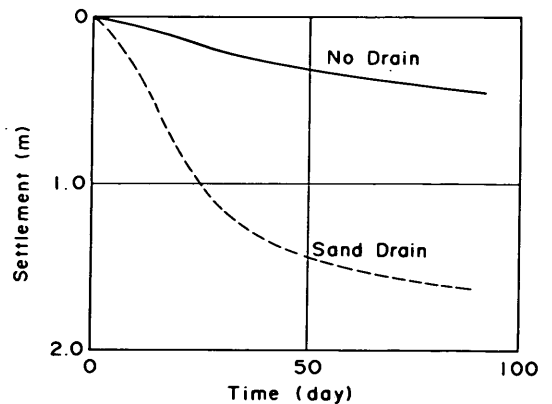


図-30 一次元理論による沈下 — 時間関係

図-4に示した実測値と図-30が大幅に異なる原因の一つとして、従来の方法では、一次元圧密条件を仮定している点が考えられる。今回の道路盛土の場合には、一次元的沈下以外のいわゆる、せん断変形も生じているこ

とが十分に考えられる。この点を検討するために、有限要素法を用いて、二次元圧密解析を行った。ただし、ここでは、土を線形弾性体として、弾性係数 E の値を圧密試験結果の体積圧縮係数 m_v から求め、各粘性土層の E の値として、上層から、60, 20, 85 tf/m^2 とした。サンドドレーンの効果を考慮するために、間隔1.2mの排水面をサンドパイル打設範囲に仮定し、排水面で間隙水圧がゼロとなるようにしている。ただし、砂杭も粘土と同じ弾性係数とポアソン比を持つとしている。

図-31は、この結果から得られた沈下と時間の関係をサンドドレーンの有無に関して比較したものである。この図より分かるように、地盤を弾性体とした解析結果も実測値の傾向をうまく説明できない。

二次元圧密解析と同様の条件で、粘性土を修正関口・太田の非線形モデルに従うものとして、有限要素解析を

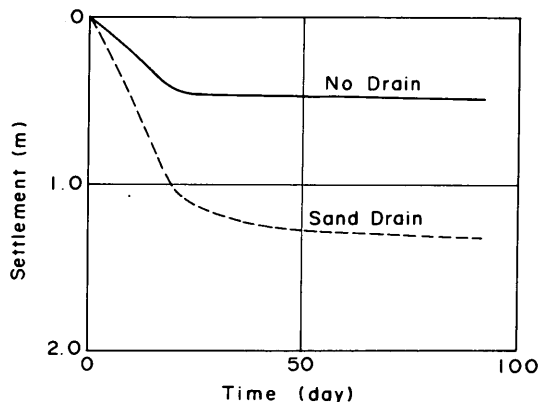


図-31 二次元線形解析による沈下 — 時間関係

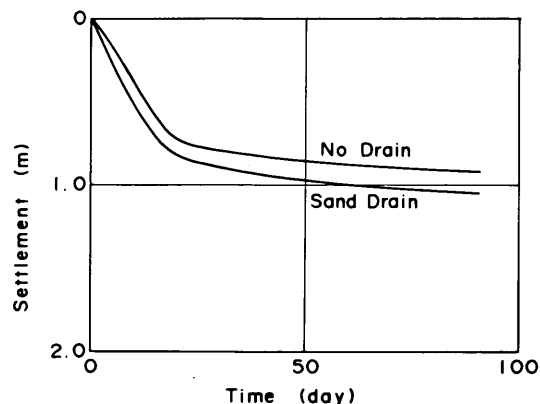


図-32 二次元非線形解析による沈下 — 時間関係

行った。地盤内の水平方向の初期応力を求める際には、圧密試験結果によって得られた過圧密比と、Henkelらによる静止土圧係数と過圧密比の関係を用いた。

図-32は、この結果得られた沈下と時間の関係をサンドドレーンの有無に関して比較したものである。この図と図-4に示される実測値を比較すると、非線形有限要素解析により、実測値の傾向がうまく説明できることが明らかである。この原因としては、今回のような道路盛土の場合には、せん断変形の影響が大きく、非線形解析を行うことにより、その値を精度よく推定できたことが考えられる。

3.3 埋立護岸の解析

2.で示した埋立護岸の工事を解析するために、図-33に示されるような要素分割を用いて計算を行った。ただし計算時間の節約のために図-15の断面を簡略化して、ブロックの中央に関して左右対称な構造物として解析した。また、-2m~-4mの地盤は上載荷重として置き換えている。ここで用いた力学モデルは、修正関口・太田モデルである。また、必要な定数は土質試験結果から求めた。砂杭による排水効果を取り入れるために、図-33で太線で示したところの間隙水圧が常に零となるようにして計算がなされている。ただし、今回は二次元状態で解析しているので、通常のスンドドレーン理論による圧密度50%の時間が一致するように、砂杭の間隔を二次元状態に合わせて変化させている。

図-34は今回の解析から得られた中心点における地表沈下量を示したものである。図中の実線は砂杭の無い場合であり、破線は砂杭による排水を考慮した場合である。図-34には比較のために、図-17で示したS-1と

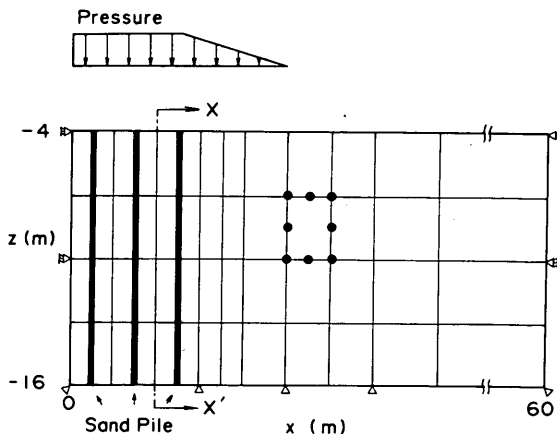


図-33 有限要素分割

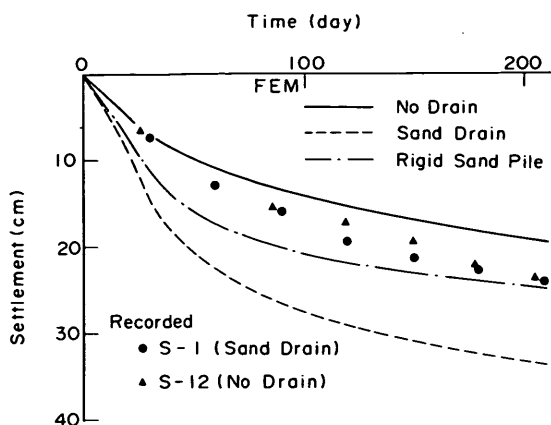


図-34 沈下の実測値と計算値の比較

S-12の沈下の実測値をプロットしている。この図より分かるように、計算結果によると、砂杭のある場合には無処理の場合に比較して沈下の進行が速くなっていて、実測値と差が生じている。ただし、通常のスンドドレーンの圧密理論によると、砂杭打設により無処理の場合の約40倍で圧密が進行することになるが、今回の計算結果で約4倍程度の圧密の進行速さになっている。

この工事については、砂杭を十分に締固めて施工しているため、砂杭の影響として単に排水能力だけでなく、砂杭の剛性も考慮しなければならないと思われる。したがって、砂杭も要素に取り入れた有限要素解析を行って砂杭の剛性を考慮した結果を図-34の一点鎖線で示した。ここで用いた砂のモデルは、Duncan- Changのものである。定数の値としては、粒度の良い砂としてあげられているものを用いた。図-34によると砂の剛性を考慮すると、実測値に近づく傾向がみられる。

図-35は水平変位の深度分布（図-33に示すX-X'断面の位置）が時間とともに、どのような変化をするか示したものである。図の(a)は無処理に対するもので

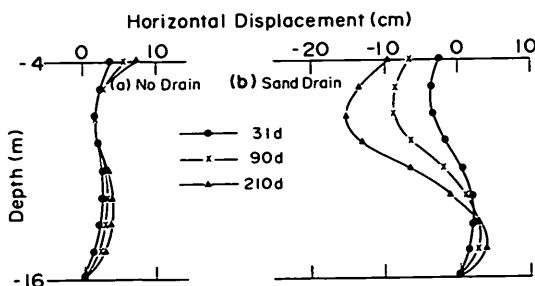


図-35 水平変位の経時変化（計算値）

あり、(b)は砂杭打設の場合（砂杭の剛性無視）である。図中には、荷重直後に対応する31日、中間の70日、圧密が大分進行した210日の3時点の水平変位分布を示している。図-35より分かるように、水平変位の傾向は砂杭の有無によって大きな差が生じていることは明確である。なお、水平変位の分布に二つの反曲点がみられる理由としては、今回の計算では盛砂による荷重の前に置換砂による荷重増分も計算しているため、時期の異なる2段階の荷重による作用が現われているためと思われる。

図-36および図-37は計算で得られた間隙水圧の深度分布を比較したものである。ここでは、荷重直後の値(31日)と沈下が進んだ時点(210日)の値を比較しているが、砂杭の有無による間隙水圧の消散の程度に大きな差があることが分かる。今回の計算で得られたような、沈下量はほぼ同じであるのに間隙水圧が大きく異なるという現象は2.で述べた道路盛土における事例でみられたものとよく傾向が一致しており、無処理の場合の沈下において、せん断変形の影響が大きいことを示唆している。

3.4 Ska - Edeby 試験盛土の解析

Ska - Edebyで得られた実測値を、同様に弾・粘塑性構成式を用いて二次元圧密解析を行った。ただし、ここでの盛土は円形であるので、軸対称条件で計算を行った。地盤の条件は、層厚を12mとし、表面の約1mは強度が大きいため、線形弾性体とし、その下の粘土層は

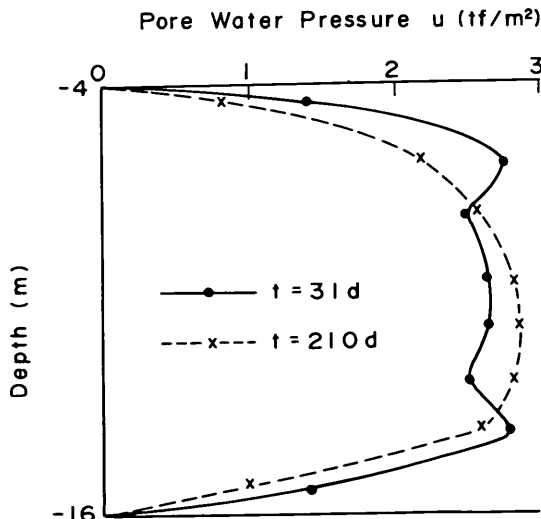


図-36 無処理区域の間隙水圧分布（計算値）

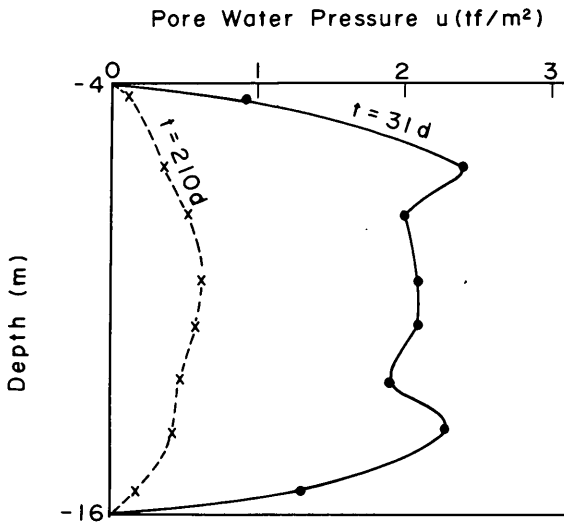


図-37 砂杭打設区域の間隙水圧分布

図-38は、計算で得られた沈下量を実測値と比較したものである。ただしここでは、荷重を載荷した直後のいわゆる即時沈下は計算値から差し引いて、その後の沈下を計算値として示している。この図から分かるように、計算値と実測値にはやや差がみられるが、計算は実測の傾向をうまく再現しているといえる。

4. 考 察

前節では、これまで各地で行われてきたサンドドレーンの比較実験を弾・粘塑性有限要素法を用いて解析し、実測の挙動を計算ではば再現できることを示した。このことは、サンドドレーンが沈下促進にほとんど効果がないことが、理論的にも説明できることを示している。しかし、ではなぜサンドドレーン工法が沈下促進に効果がないのか、これまでに行った個々の計算結果だけでは十分に説明できない。また、Ska - Edeby と広島市の埋立工事の例だけが、どうしてサンドドレーン工法に沈下促進効果がみられたかもはっきりしていない。

この点を明らかにするために、単純な問題に対して条件を種々に変化させて弾・粘塑性有限要素解析を行った。ここで行った解析は、図-39に示すような層厚10mの様な粘土層に載荷幅Bを種々に変化させて圧密計算を行ったものである。地盤の力学定数としては、圧縮指数 $C_c = 1.0$ 、膨潤指数 $C_e = 0.2$ 、初期間隙比 $e_0 = 2.5$ 、限界状態での応力比 $M = 1.4$ 、圧密係数 $c_v = 0.01 \text{ m}^2/\text{d}$ 、載荷前の粘塑性歪速度 $\dot{\epsilon}_v = 10^{-6}/\text{d}$ とした。二次圧縮指数 α は 0.004 と 0.008 の2種類とした。 $\alpha = 0.004$ は有機質がそれほど多くない海底粘土のような土を想定し、 $\alpha = 0.008$ は有機質が比較的多い陸上の粘性土に対応すると思われる。解析では、サンドドレーン工法を再現するために、図-39に示されるように、荷重が載荷されている部分の下の粘土の圧密係数を10倍した場合の計算を行い、

弾・粘塑性体とした。弾・粘塑性体は、報告されている土質試験結果から、圧縮指数 $C_c = 1.4$ 、初期間隙比 $e_0 = 2.0$ 、水中単位体積重量 $\gamma' = 0.6$ とした。時間効果に関する定数は、二次圧密係数 $\alpha = 0.004$ 、 $\dot{\epsilon}_v = 10^{-6}/\text{d}$ とした。なお、-1~-3mの層は $5 \text{ tf}/\text{m}^2$ の過圧密荷重を有する過圧密粘土とし、その下は正規圧密粘土とした。また圧密係数は、平均値が示されず、室内試験結果の最小値しか報告されていないので、最小値をほぼ2倍した値 $c_v = 0.001 \text{ m}^2/\text{d}$ を用いた。計算では、盛土の剛性を考慮している。盛土および表面の層は、ヤング率 $E = 1,000 \text{ tf}/\text{m}^2$ 、ポアソン比 $\nu = 0.3$ とした。図-27から明らかのように、ここでは盛土高さに比較すると非常に大きな沈下量となっているので、沈下にもなう浮力による荷重減少が大きな影響を持つ。したがって、計算では、この荷重減少も考慮している。

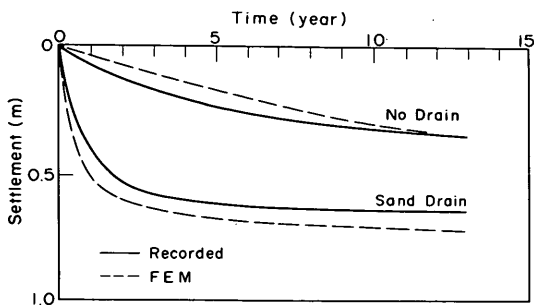


図-38 Ska - Edeby の実測沈下と計算値の比較

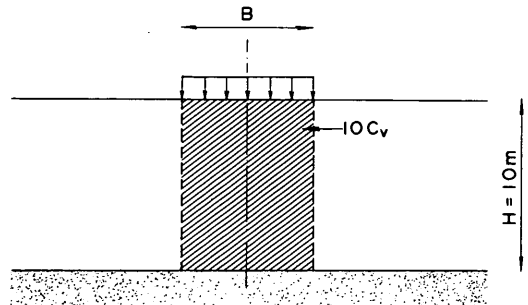


図-39 荷重部分直下の圧密係数を10倍にした場合の計算

そのままの圧密係数を用いた場合と比較した。なお、初期応力および圧密降伏応力は一様とし、ともに 10 tf/m^2 とした。載荷は漸増荷重とし、50日で 10 tf/m^2 の荷重を加えている。

図-40は、荷重幅 $B = 5 \text{ m}$ の場合の沈下と時間の対数の関係に関して、そのままの c_v の場合 (c_v と表記) と荷重部分の下の粘土の圧密係数を10倍した場合 ($10c_v$ と表記) を比較したものである。ここで図-40 (a) は $\alpha = 0.004$ の場合であり、図-40 (b) は $\alpha = 0.008$ の場合である。これらの図をみると分かるように、圧密係数が10倍になっても、沈下量にはあまり差がみられず、特に有機質土に対応する $\alpha = 0.008$ の場合には両者の沈下にはまったく差がないといってもよい。

図-41は、図-40 (b) の場合の間隙水圧の時間経過

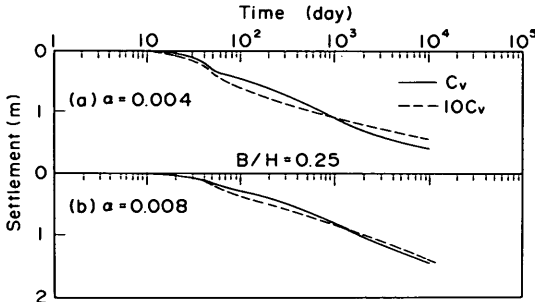


図-40 $B/H = 0.5$ の場合の沈下 - 時間関係の比較

を比較したものである。この図では上から、荷重中心線上で、2.5m, 5.0m, 7.5m の深度の間隙水圧と時間の関係を示している。図-41から明らかなように、両者の間隙水圧には大きな差があり、間隙水圧に関しては、圧密係数を増加させることに非常に大きな効果がみられる。ここでみられたように、沈下には差が無いが、間隙水圧には大きな差があるということは、両者の沈下の内容に大きな違いがあることを示している。つまり、圧密係数が小さい場合は、非排水のせん断変形による沈下が支配的であり、圧密係数が大きい場合は、間隙水圧が消散する通常の圧密による沈下が大きな要素を占めていることになる。

この点をさらに検討するために、荷重端部の水平変位量の深度分布を両者で比較したものが図-42である。この図は荷重を載荷した直後のものである。図より分かるように、圧密係数が大きい場合の水平変位量は圧密係数が小さい場合より小さいが、その差はそれほど大きくない。この点をさらに調べるために、載荷直後の水平変位

量が最も大きい、深度が1.25m の水平変位量と時間の関係を比較したものが図-43である。この図からも、圧密係数が大きい場合の水平変位量は常に小さいがその差

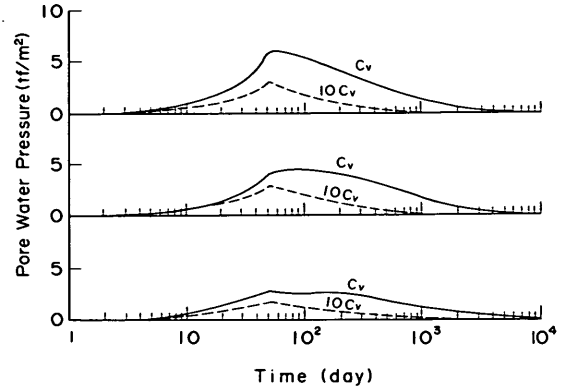


図-41 $B/H = 0.5$ の場合の間隙水圧の比較

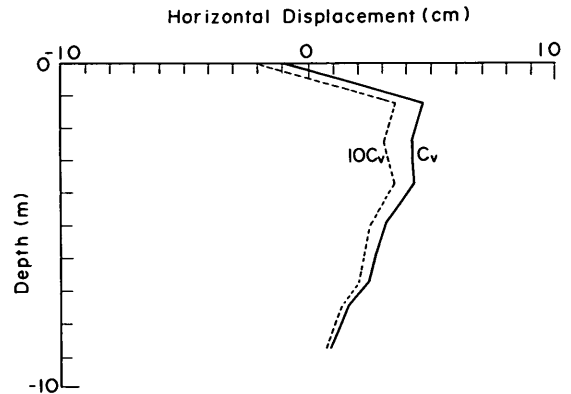


図-42 $B/H = 0.5$ の場合の水平変位の深度分布の比較

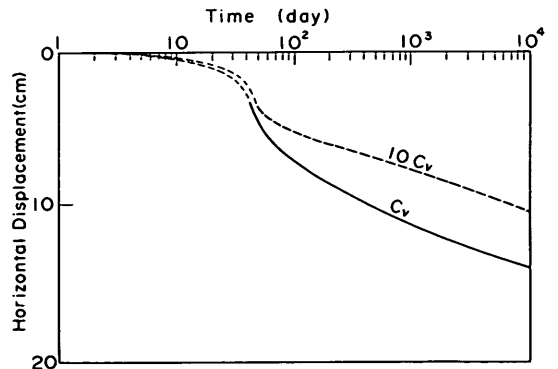


図-43 $B/H = 0.5$ の場合の水平変位 - 時間関係の比較

はそれほど大きくなく、実際の工事で水平変位量から、例えば図-13に示したように V_0 と V_1 を調べて、支配的な沈下は圧密によるものかせん断によるものかを判断することが困難なことを示唆している。

$B = 5\text{ m}$ の場合は粘土層厚に比較して載荷幅が小さいことから上述の傾向は妥当なものである。では、載荷幅が増加するとどういった傾向が得られるかということで、載荷幅 $B = 20\text{ m}$ の場合を示したものが図-44である。この図でも、 $B = 5\text{ m}$ の場合と同様に、 $\alpha = 0.004$ と $\alpha = 0.008$ の2ケースを比較している。この図をみると、載荷幅が大きくなると確かに沈下量には差がみられるようになるが、その差は予想外に小さい。この計算では圧密係数を10倍しているのであるから、10倍の時間効果がみられるはずである。しかし、両者の沈下-時間曲線を平行移動してみても、最大2倍程度、平均的にはそれ以下の効果しかみられない。特に、有機質土に対応するような $\alpha = 0.008$ の場合には c_v を10倍してもあまり沈下は促進されない。

この原因は、 $B = 20\text{ m}$ というような、粘土層厚に比

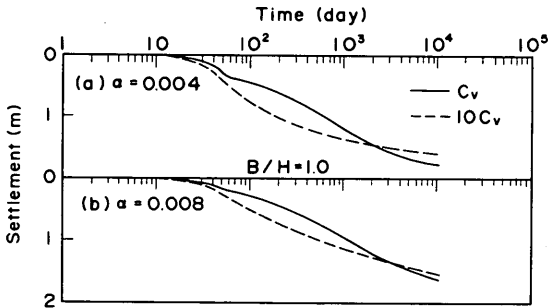


図-44 $B/H = 2$ の場合の沈下 - 時間関係の比較

べて幅広い載荷を行っても、せん断変形による沈下が生じるためと思われる。この点をさらに検討するために、荷重の大きさを 10 tf/m^2 から 15 tf/m^2 に増加させて同様な計算を行った結果を図-45に示す。この図と図-44を比較すると、載荷重が大きくなることにより圧密を促進させても、沈下量に差がみられなくなることが分かる。特に、 $\alpha = 0.008$ の場合は、 c_v を増加させることによる沈下の相違はほとんど無いといえよう。したがって、 $B = 20\text{ m}$ という、通常は一次元状態に近いと予想されるような場合に対して、サンドドレーンを施工して圧密促進をはかっても、沈下促進の効果が期待できないと結論される。特に、有機質土のように二次圧縮指数が大きい地盤に大きな荷重を載荷する場合には、サンドドレーンを

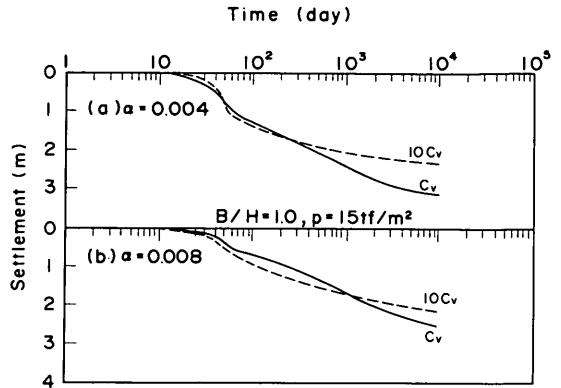


図-45 $B/H = 2$, $p = 15\text{ tf/m}^2$ の場合の沈下 - 時間関係の比較

施工してもまったく同じような沈下量が得られることが図-45から予想される。これまで道路盛土でサンドドレーンの比較実験を行った地盤は有機質土が多く、また盛土高さも高いために荷重も大きい。したがって、道路盛土の比較実験で、サンドドレーンの有無によらずほとんど同一の沈下-時間関係が得られたのも、特に特異な現象ではなく、二次圧密を考慮した有限要素解析で裏付けられるものであることが明らかとなった。また、ここで明らかにされたように、荷重の大きさが沈下促進効果に影響を及ぼさずという点も興味深い点である。2. で紹介した Ska - Edeby の例では、サンドドレーンの沈下促進効果がみられるが、ここで施工された盛土の高さは 2.5 m であり、我が国の道路盛土の高さに比べると低い。したがって、Ska - Edeby の場合は荷重の大きさが小さいことになる。この点が沈下促進効果がみられた一つの原因と考えられる。

せん断変形による即時沈下は、載荷の状況が一次元に近づくとも減少するものと予想される。この点を検討するために、完全な一次元状態で圧密係数が沈下-時間関係に及ぼす影響を調べた。計算に用いた定数は二次元解析と同一であるが、排水長さを 10 m とし、圧密係数 c_v を $1.0, 0.1, 0.01, 0.001$ の4種類に変化させた。また、 α は 0.004 と 0.008 の2ケースを比較した。図-46はその結果得られた沈下と時間の対数の関係を示したものであり、(a) は $\alpha = 0.004$ に対応し、(b) は $\alpha = 0.008$ に対応している。この図に示されるように、完全な一次元条件の場合は、せん断変形による即時沈下が生じないので、圧密係数の変化にしたがって、沈下曲線が時間軸に平行に近い状態で移動する。二次圧密の無い場合は、これらの曲線は時間軸の対数のちょうど1サイクルだけ移動す

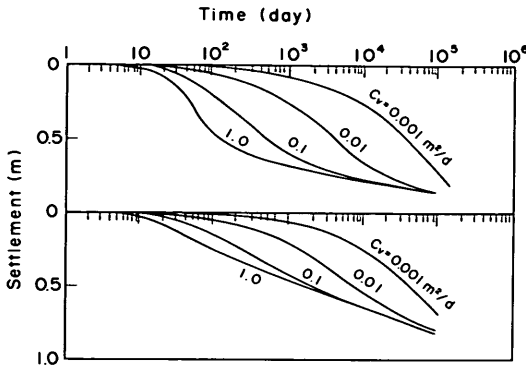


図-46 圧密係数が沈下—時間（対数）関係に及ぼす影響

るはずであるが、図をみても明らかなように、それぞれの曲線の移動量はそれより小さい。特に、 $\alpha = 0.008$ の場合の移動量が小さく、完全な一次元圧密条件でも、二次圧密が存在するような場合は単純な理論通りには圧密が促進されないことが分かる。

図-47は同じ計算結果を、時間の自然目盛りに対して示したものである。この図からも、 c_v を増加させることによる沈下促進効果が明確に認められる。しかし、残留沈下速度の低減という目的に関しては、 c_v を増加させることがあまり効果的ではないということがこの図からいえる。例えば、 $c_v = 0.001$ と $c_v = 1.0$ の曲線を比較すると、 α の値にかかわらず、2年目以降の沈下—時間曲線はほぼ平行になっており、この期間の沈下速度はあまり変わらないことが予想される。もちろん、ここでプロットした15年以降の時間では両者の沈下速度には相違が生じるはずであるが、そのような時点は工学的には

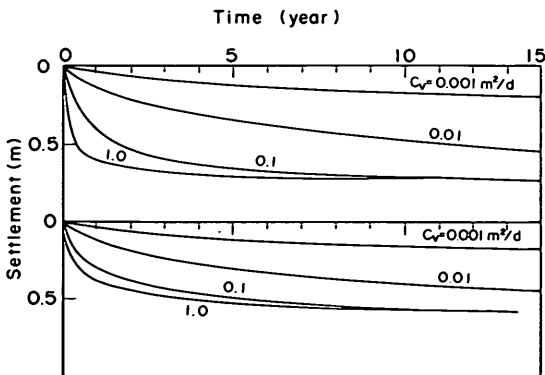


図-47 圧密係数が沈下—時間関係に及ぼす影響

問題とならないような何百年後である。したがって、沈下の促進効果と残留沈下速度の低減という問題は別個に考える必要が生じるものと思われる。

この点は、二次元解析の結果を沈下速度という観点から整理すると鮮明になる。図-48と図-49は、 $B = 5$ m の場合の沈下速度と時間を両対数目盛りで示したものである。ここで、図-48は $\alpha = 0.004$ に対応し、図-49は $\alpha = 0.008$ に対応している。これらの図より分かるよう

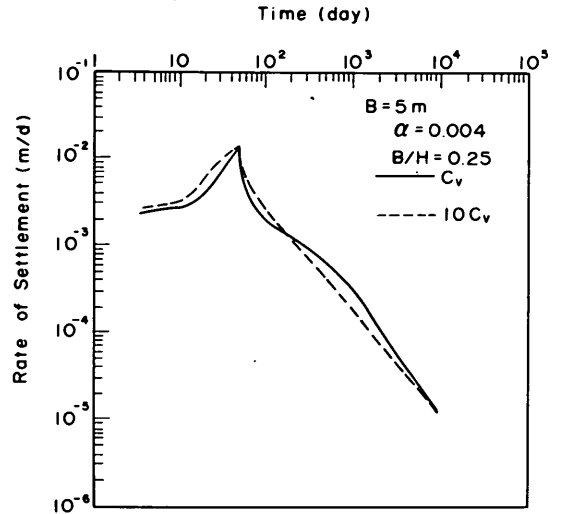


図-48 $B/H = 0.5$ の場合の沈下速度の比較 ($\alpha = 0.004$)

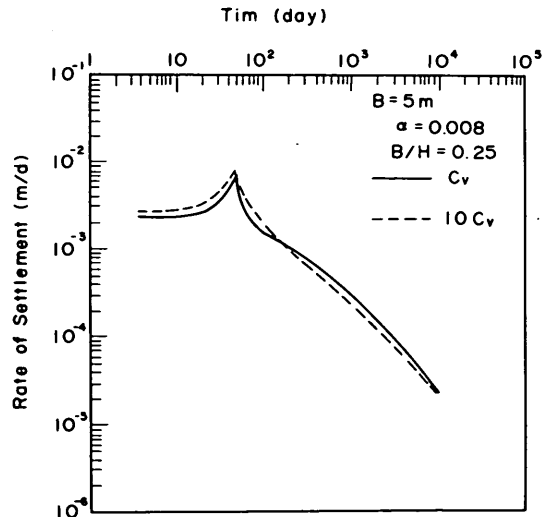


図-49 $B/H = 0.5$ の場合の沈下速度の比較 ($\alpha = 0.008$)

に、圧密係数を10倍しても沈下速度はほとんど差がみられない。

図-50と図-51は、同様にして $B = 20\text{m}$ で荷重が 10tf/m^2 の場合を比較したものである。この図では、沈下速度にやや差がみられるが、その差はわずかである。

圧密沈下の速度というような問題を考える際には、通常は沈下と時間の対数の関係を思い浮かべることが多く、したがって圧密速度が例えば10倍になると、沈下-時間関係は時間軸に平行に10倍移動するので沈下速度もそれ

だけ減少するように考えがちであり、沈下速度と圧密の速さの関係を理論的に示したような例は少ない。そこで、層厚 20m の粘土層を対象として、最終沈下量を 2m として、両面排水条件で圧密係数 c_v を $0.1, 0.01, 0.001\text{m}^2/\text{d}$ の3種類に変化させて、通常の一次元圧密理論により時間と沈下速度の関係を調べてみると、図-52のような結果が得られる。この図をみると分かるように、ある程度圧密が進行すると沈下速度は急激に減少する。したがって、サンドドレーン工法のように圧密を早めに行わせてやれば、無処理のように圧密の進行の遅いものに比べて、長期の残留沈下速度は非常に小さくなることが期待される。

しかし、実際の粘土は間隙水圧が消散しても、二次圧

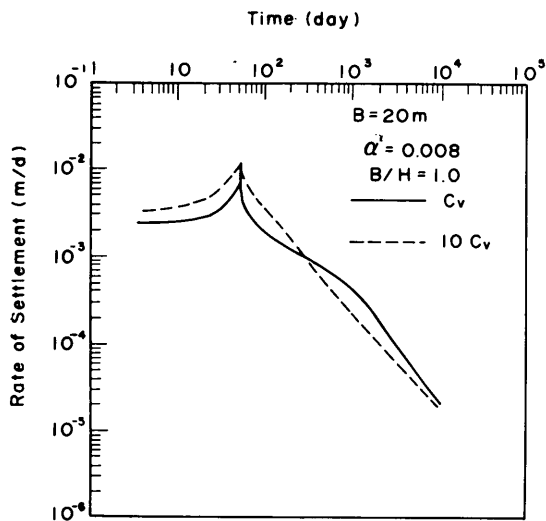


図-50 $B/H = 1$ の場合の沈下速度の比較

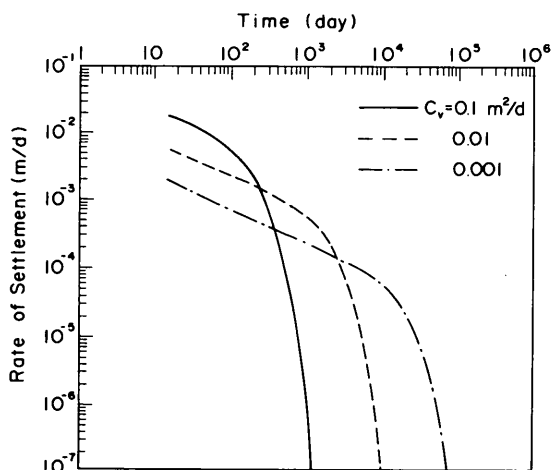


図-52 一次元圧密理論による沈下速度の比較

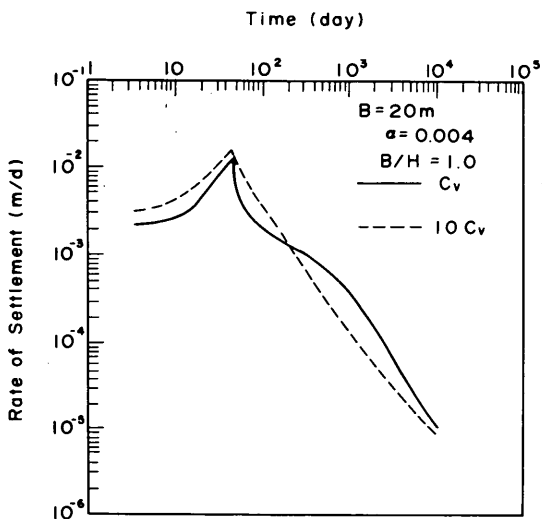


図-51 $B/H = 1$ の場合の沈下速度の比較

密によって沈下が継続するので、沈下速度も違った傾向になる。二次圧密を考慮して、一次元の沈下速度と時間の関係を調べるために、粘土層厚を 10m と 20m の2種類とし、二次圧縮指数 α を 0.004 と 0.008 の2種類に対して合計4ケースの計算を行った。なお、 c_v は二次圧密を考慮しない場合と同じ3種類の値を用いた。この結果を示したものが図-53~56である。これらの図に示されるように、二次圧密を考慮した場合は沈下が収束しないために、沈下速度と時間の関係が図-52とはかなり違うものとなる。

二次圧密は、一般には時間の対数に比例して生じるとされているので、その沈下速度は時間に反比例することになる。ここでは、時間の自然対数に関する二次圧縮指数 α を用いているので、間隙水圧が消散した後の時間 t における沈下速度 v を考えると、 $v = \alpha/t$ となる。この

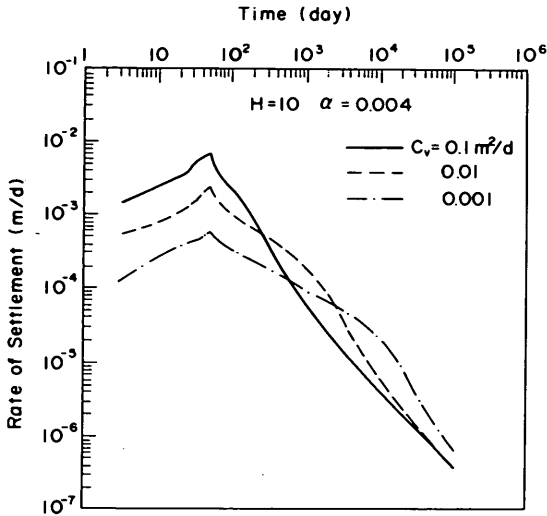


図-53 二次圧密がある場合の一次元沈下速度の比較 ($H = 10\text{m}$, $\alpha = 0.004$)

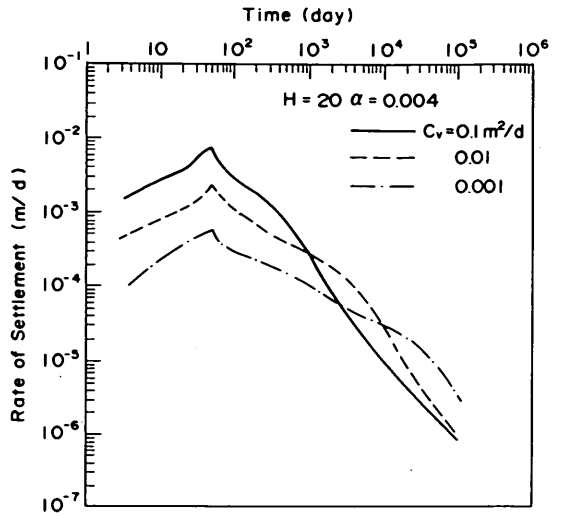


図-55 二次圧密がある場合の一次元沈下速度の比較 ($H = 20\text{m}$, $\alpha = 0.004$)

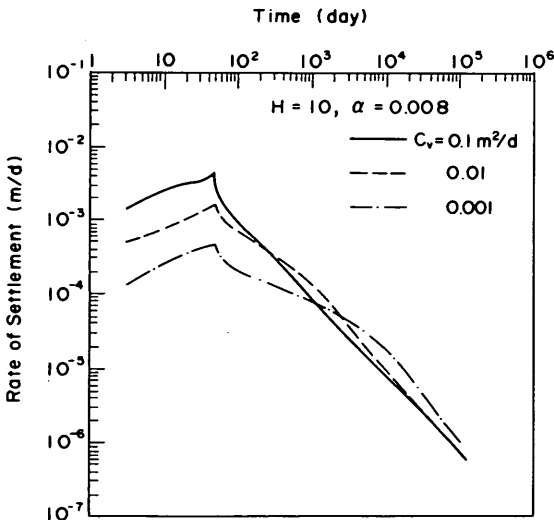


図-54 二次圧密がある場合の一次元沈下速度の比較 ($H = 10\text{m}$, $\alpha = 0.008$)

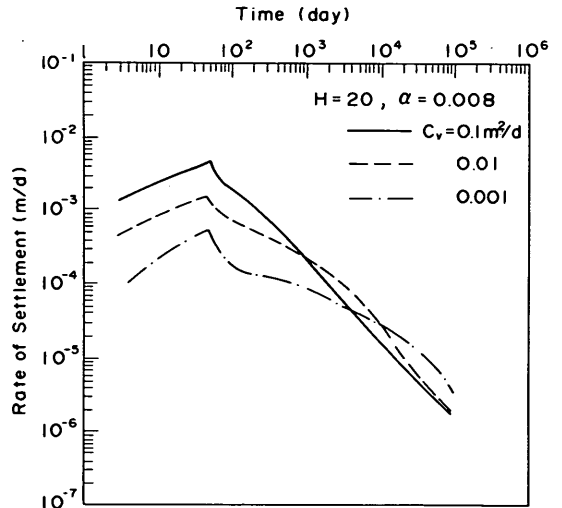


図-56 二次圧密がある場合の一次元沈下速度の比較 ($H = 20\text{m}$, $\alpha = 0.008$)

$v = \alpha/t$ の関係は、沈下速度と時間の関係を対数でプロットすると直線となる。したがって、最終的な沈下速度は、図-52に示した通常の一次元圧密理論のようにゼロに収束するのではなく、図-57に示すように $v = \alpha/t$ の直線に収束していく。実際の地盤では、沈下速度は最初は $v = \alpha/t$ の直線の左下側から出発し、ある時点でこの直線と交差しその後はこの直線の右上を移動し、最終的に

はこの直線に収束することになる。

圧密速度が大きい場合は、時間が早い時期にこの直線に収束し、圧密速度が小さい場合にはこの直線に収束するのに長期間を要する。しかし、圧密をいくら促進しても、一次圧密後の残留沈下速度はこの二次圧密を表わす直線の下にはこない。したがって、サンドドレーンのような圧密促進工法が残留沈下速度低減に効果があるのは、

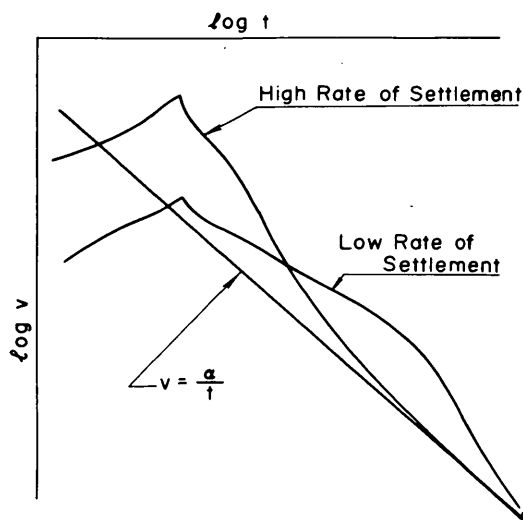


図-57 沈下速度と時間の関係

沈下速度と時間の関係が $v = a/t$ の直線のかなり上に位置するような場合である。

このような観点から、図-53～56をみると、圧密係数を増加させても、沈下速度はあまり減少しないことが明らかである。特に二次圧縮指数 α が大きい場合には、圧密係数によってあまり沈下速度が変化しない。したがって、サンドドレーンのように圧密を促進させる工法で残留沈下速度を減少させようとするのはあまり効果が期待できないといえよう。

このような観点から、沈下促進に効果があったとされている Ska - Edeby の例も再評価する必要がある。図-58は、Ska - Edeby の実測の沈下-時間関係をサンドドレーンの有無に関して再整理したものであり、1個の無処理の沈下曲線と4個のサンドドレーンの沈下曲線を比較している。ただし、ここでは、プレロードを行った

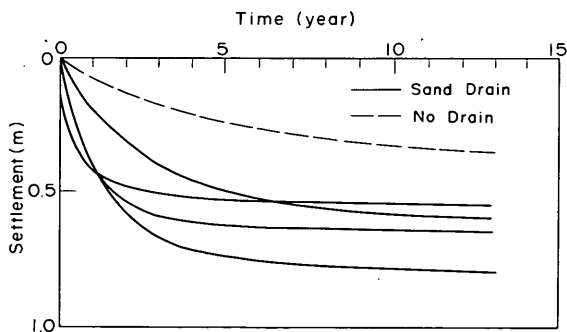


図-58 Ska - Edeby の実測沈下量の比較

盛土Ⅲの結果は除いている。この図をみると、確かにサンドドレーンは沈下の促進には効果があるように読み取れる。しかし、残留沈下速度に着目し、例えば3年目以後の沈下を調べると、2個のサンドドレーンの曲線はほとんど沈下が収束して残留沈下速度が低減されているのに対して、他の2個の曲線は無処理のものがほぼ平行移動した形になっている。したがって、この後者の2個のサンドドレーンの曲線に関しては、サンドドレーンは残留沈下速度低減に効果が無いといってもよい。Ska - Edeby の例はサンドドレーンが有効であると世界的にも認められているものであるが、残留沈下低減に関しては、もう少し再検討する必要がある。

同様の傾向は、2.で紹介した広島市の埋立工事の例においても認められる。

図-29の無処理とサンドドレーンの沈下-時間関係を比較すると、確かにサンドドレーンを打設すると、沈下が早期に発生し沈下促進効果が明確に認められる。しかし、残留沈下速度に着目し、昭和50年以降の実測沈下曲線を比較すると、サンドドレーンの有無による残留沈下速度にはほとんど差が無いといえる。したがって、この場合も、サンドドレーンの残留沈下速度低減効果に関しては疑問が残る。

以上をまとめると、サンドドレーンのように、圧密を早く進行することにより残留沈下速度を減少させようとする考え方は、実際には効果が期待できないことが多いといえる。サンドドレーンを打設することによる沈下促進効果はそれぞれの場合によって異なり、以下のように分類されよう。

まず第一に、例えば載荷幅が粘性土厚さの半分というように、荷重が局部的に加わる場合は、サンドドレーンの有無にかかわらず、図-59 (a) に示したように、ほとんど同一の沈下-時間関係が得られる。ただし、この場合の沈下の中身には大きな差があり、サンドドレーンの場合は圧密沈下が、無処理の場合はせん断変形による沈下が支配的である。

次に、荷重載荷幅が比較的大きく、例えば粘性土層厚の2倍というような載荷幅の場合は、図-59 (b) のようにサンドドレーンを打設した場合と打設しない場合は沈下時間曲線に有意な差が現われることが予測される。ただし、この条件でも地盤が有機質粘土のように二次圧密が大きい粘性土から構成されているような場合や荷重が非常に大きい場合は時間-沈下曲線に差が生じなくなり、図-59 (a) のような結果となる。

最後に、載荷条件が一次元条件の場合は、かなり大きな沈下促進効果が期待できる。ただし、有機質土のよう

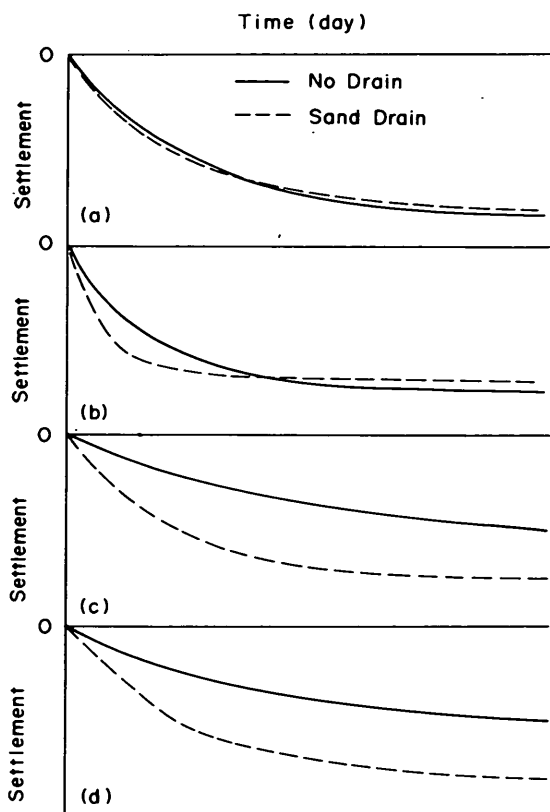


図-59 サンドドレーンの沈下促進効果の模式図

に二次圧密の大きな土の場合はその効果が減少する。また、残留沈下速度低減効果に関しては、現状ではまだ未解明な点が多く、サンドドレーンが効果的かどうか結論づけられない。したがって、この場合予想される沈下-時間曲線は図-59 (c) または図-59 (d) のようになるものと予測される。ここで (c) は残留沈下低減に効果がある場合であり、(d) は効果がない場合である。この点に関しては、今後の長期的な沈下観測値の収集が望まれる。

5. 結 論

これまで各地で行われたサンドドレーンの比較実験をとりあげ、まず現状ではどのような結果が得られているかを整理した。次に、弾・粘塑性有限要素法を用いてこれらの事例を解析し、最後に、サンドドレーンが沈下促進に効果があるかどうかに関して考察を行った。得られた主要な結論は以下のようにまとめられる。

1) これまでに行われた、サンドドレーンと無処理の現

地比較実験によると、サンドドレーンが沈下促進に効果がなかったという例が多いが、効果が認められた例もいくつかある。

- 2) 弾・粘塑性有限要素法を用いた解析によれば、サンドドレーンと無処理の比較実験の挙動をうまく再現できる。
- 3) サンドドレーンの沈下促進効果は、載荷幅や粘性土の二次圧密の影響が大きい。
- 4) 載荷幅が粘性土層厚の半分程度の局所的な載荷条件では、どのような粘性土に対しても、サンドドレーンの沈下促進効果は期待できず、サンドドレーンを施工してもしなくてもほとんど同じ沈下が生じることが解析結果から導き出された。
- 5) 載荷幅が粘性土層厚の2倍程度の比較的広い載荷に対しては、二次圧密が大きくなり、また荷重が小さい場合は、サンドドレーンによる沈下促進効果が期待できる。しかし、有機質土のように、二次圧密の大きな粘性土や荷重が非常に大きくてせん断変形による沈下量が多い場合には、サンドドレーンの沈下促進効果は期待できない。
- 6) 荷重条件が一次元条件の場合には、サンドドレーンによる沈下促進効果が期待できる。ただし、この場合でも、サンドドレーンが施工後の残留沈下速度の低減に対して効果があるかに関しては、現時点では未解明であり再検討の必要がある。

最後に、高速道路関係の実測値に関しては、日本道路公団の関係者から貴重な御意見を頂いたこと、また、原稿の調整および図面の整理で土性研究室水上純一研究官の手をわずらわせたことを記し謝意を表する。

(1991年3月31日 受付)

参 考 文 献

- 1) 持永龍一郎：圧密試験，土質試験結果の解釈と適用例，第7章，土質基礎工学ライブラリー4，1979.
- 2) 栗原則夫：深い地盤改良の実際と問題を考える，2. パーチカルドレーン工法の実際と問題点(2)，— 高速道路の事例 —，土と基礎，Vol. 30, No. 11, 1982.
- 3) Lewis, W. A., Murray, R. T., and Symons, I. F.: Settlement and Stability of Embankments Constructed on Soft Alluvial Soils, Proc. Instn. Civ. Eng. Part 2, 1975.
- 4) Holtz, R. D. and Broms, B.: Long - Term Loading Tests at Ska - Edeby, Sweden, Performance of Earth and Earth-Supported Structures, 1972.
- 5) 松浦 章：深い地盤改良の実際と問題を考える，2.

バーチカルドレーン工法の実際と問題点(4), — 広島市西部臨海土地造成事業の実例 —, 土と基礎, Vol.30, No.12, 1982.

主要記号表

c_v	: 圧密係数
C_c	: 圧縮指数
D	: 応力マトリックス
D_e	: 弾性応力マトリックス
D	: 弾・粘塑性応力マトリックス
e	: 間隙比
e_0	: 初期間隙比
G_s	: 土粒子比重
H	: 層厚
k, k_s	: 透水係数
m_v	: 体積圧縮係数
p	: 圧密圧力
p_c	: 圧密降伏応力
p_0	: 初期圧密圧力
p_1	: 載荷後の圧密圧力
Δp	: 圧密圧力の増分
P	: 粘塑性ひずみ速度の粘塑性ひずみに 関する偏微分
q_u	: 一軸圧縮強度
t	: 時刻
t_0	: 初期時刻
Δt	: 時間増分
u	: 間隙圧
U	: 圧密度
\dot{v}_0	: 載荷直前の粘塑性ひずみ速度
w	: 含水比
z	: 鉛直座標
α	: 二次圧縮指数 (自然対数)
β	: 透水係数の変化を表わす定数
$\beta, \beta(\sigma, \varepsilon_{vp})$: 粘塑性ひずみ速度
γ_t	: 土の湿潤単位体積重量
γ_w	: 水の単位体積重量
γ'	: 土の有効単位体積重量
ε	: 全ひずみ
ε_e	: 弾性ひずみ

付録-A 弾・粘塑性モデルの計算法

$$+S\Delta\sigma + P\Delta\varepsilon_{vp} \quad (A.6)$$

今回用いた弾・粘塑性モデルにおいては、粘塑性ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_{vp}$ が応力 σ と粘塑性ひずみ ε_{vp} の関数として、式(1)にあげたような型で与えられる。式(1)を次式のようにして表現し直す。

$$\dot{\varepsilon}_{vp} = \frac{d\varepsilon_{vp}}{dt} = \beta(\sigma, \varepsilon_{vp}) \quad (A.1)$$

ここに、 β の実際の値は式(1)で与えられる。

弾・粘塑性理論においては、ひずみ ε は弾性ひずみ ε_e と粘塑性ひずみ ε_{vp} によって次式のように表わされる。

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_{vp} \quad (A.2)$$

弾性ひずみは弾性応力マトリックス D_e から次式で与えられる。

$$\varepsilon_e = D_e^{-1} \sigma \quad (A.3)$$

弾・粘塑性モデルを用いる際には、ある時刻 $t = t_m$ における既知の値を基にして、次の時刻 $t = t_{m+1} = t_m + \Delta t$ における値を求めるといった作業をくり返すことになる。応力とひずみに、それぞれ添字 m および $m+1$ をつけることによつて、その時刻を表わすと、応力 σ の時間間隔 Δt における増分は次式で与えられる。

$$\Delta\sigma = \sigma_{m+1} - \sigma_m = D_e(\varepsilon_{m+1} - \varepsilon_m) - D_e(\varepsilon_{vp,m+1} - \varepsilon_{vp,m}) \quad (A.4)$$

粘塑性ひずみの増分は近似的に次式で与えられる。

$$\Delta\varepsilon_{vp} = \varepsilon_{vp,m+1} - \varepsilon_{vp,m} = \Delta t \beta_{m+\theta} \quad (A.5)$$

ここに、

$$\beta_{m+\theta} = \beta(\sigma_{m+\theta}, \varepsilon_{vp,m+\theta})$$

であり、

$$\begin{aligned} \sigma_{m+\theta} &= (1-\theta)\sigma_m + \theta\sigma_{m+1} \\ \varepsilon_{vp,m+\theta} &= (1-\theta)\varepsilon_{vp,m} + \theta\varepsilon_{vp,m+1} \\ (0 < \theta < 1) \end{aligned}$$

である。 θ はどの時点での粘塑性ひずみ速度を用いるかを表わす定数である。

$\beta(\sigma_{m+\theta}, \varepsilon_{vp,m+\theta})$ は σ と ε_{vp} の関数なので、次式で近似される。

$$\beta(\sigma_{m+\theta}, \varepsilon_{vp,m+\theta}) = \beta(\sigma_m, \varepsilon_{vp,m})$$

ここに、

$$S = (\partial\beta/\partial\sigma)_m, \quad P = (\partial\beta/\partial\varepsilon_{vp})_m$$

であり、また、A.6の最後の項に現われる $\Delta\varepsilon_{vp}$ は

$$\Delta\varepsilon_{vp} = \Delta\varepsilon - \Delta\varepsilon_e = \Delta\varepsilon - D_e^{-1}\Delta\sigma$$

となる。

式(A.4)、(A.5)、(A.6)を用いると、応力とひずみの関係は次式で与えられる。

$$\Delta\sigma = \bar{D}(\Delta\varepsilon - \Delta t\beta_m - \theta\Delta tP\Delta\varepsilon) \quad (A.7)$$

ここに、

$$\bar{D} = [D_e^{-1} + \theta\Delta tS + \theta\Delta tPD_e^{-1}]^{-1} \quad (A.8)$$

である。式(A.8)は応力マトリックスであり、式(A.7)はひずみ増分と時間間隔から応力増分を求めるものである。このように、応力—ひずみ関係が決定されると、後は通常の有限要素解析の手法が用いられる。

ただし、ここで、式(A.7)および(A.8)に現われる θ の意味を調べてみる必要がある。 $\theta = 0$ は、いわゆる前進型の積分公式に対応し、粘塑性ひずみを求めるのに必要な値はすべて既知となる。実際に、 $\theta = 0$ を式(A.7)と(A.8)に代入すると次式が得られる。

$$\Delta\sigma = \bar{D}(\Delta\varepsilon - \Delta t\beta_m) \quad (A.9)$$

$$D = D_e \quad (A.10)$$

これらの式は、(A.7)および(A.8)と比較すると非常に単純化されている。しかし、 $\theta = 0$ の値を用いる場合には、時間間隔 Δt の値に制限が生じ、その値が過大になると、発散する傾向が生じる。今回は、このような発散現象を避けるために、 $\theta = 1$ として計算を行った。ただし、 $\theta \neq 0$ の際には、応力マトリックスが非対称となることに注意する必要がある。